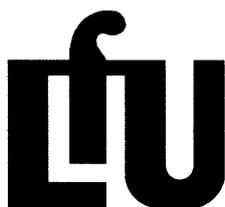
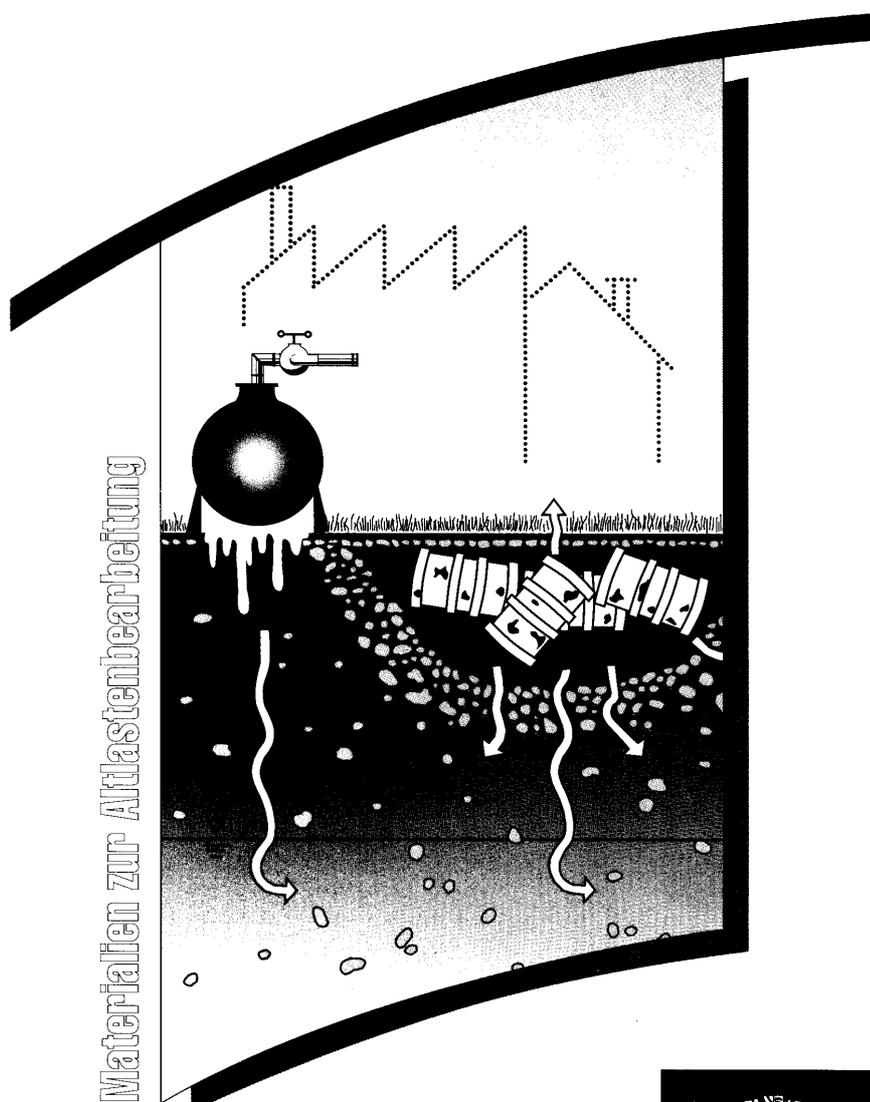


**Handbuch Altlasten  
und Grundwasserschadensfälle**

# Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden

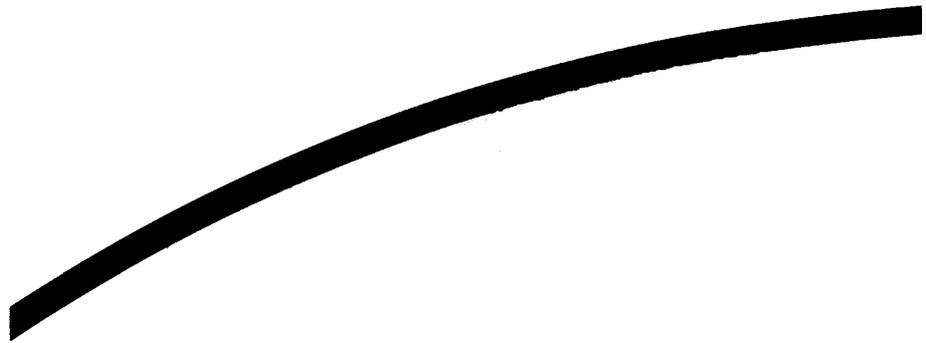


**BODEN  
ABFALL  
ALTLASTEN**



**Handbuch Altlasten  
und Grundwasserschadensfälle**

# **Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden**



Herausgegeben von der  
Landesanstalt für Umweltschutz  
Baden-Württemberg  
1. Auflage

Karlsruhe 1995



Altlastenfachinformation im WWW

## **Impressum**

**Herausgeber:** Landesanstalt für Umweltschutz  
Baden-Württemberg

**Projektbearbeitung:** Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg  
Abteilung 5 – Boden, Abfall, Altlasten  
Referat 54 – Altlastensanierung  
Frieder Kern

**Verfasser:** Dr.-Ing. W. Friedrich  
Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Kirchenbauer  
Dr.-Ing. C. Schlötzer  
Dr.-Ing. J. Rogner  
IGH Ingenieurgesellschaft Grundbauinstitut Hannover mbH  
Dr.-Ing. Karl Weseloh, Prof. Dr.-Ing. Müller-Kirchenbauer  
Volgersweg 58  
30175 Hannover

Karlsruhe, November 1995

**Bei diesem Ausdruck handelt es sich um eine Adobe Acrobat Druckvorlage. Abweichungen im Layout vom Original sind rein technisch bedingt. Der Ausdruck sowie Veröffentlichungen sind -auch auszugsweise- nur für eigene Zwecke und unter Quellenangabe des Herausgebers gestattet.**

# Inhaltsverzeichnis

<b>VORWORT DES HERAUSGEBERS .....</b>	<b>1</b>
<b>ANMERKUNG ZUR ONLINE-VERSION.....</b>	<b>2</b>
<b>TEIL A: WEGLEITUNG FÜR DIE PRÜFUNG VON ANTRAGSUNTERLAGEN .....</b>	<b>3</b>
0 EINFÜHRUNG .....	4
1 GRUNDLEGENDE ANFORDERUNGEN AN DICHTSYSTEME.....	5
2 DURCHFÜHRUNG DER SICHERUNGSMABNAHME NACH DEN ANERKANNTEN REGELN DER TECHNIK.....	6
3 LAGE UND TIEFE DES DICHTSYSTEMS .....	7
4 HYDRAULISCHE SITUATION .....	8
5 EMISSIONEN.....	9
6 STANDSICHERHEIT DER DICHELEMENTE .....	10
7 WASSERVERSORGUNG DER ABBINDENDEN DICHTMASSE.....	11
8 ABSCHÄTZUNG VON SUSPENSIONSVERLUSTEN .....	12
9 KOMPENSATION VON SUSPENSIONSVERLUSTEN.....	13
10 QUALITÄTSSICHERUNG .....	14
11 QUALITÄTSPRÜFUNGEN .....	15
12 TESTMAßNAHMEN UND PROBEABSCHNITTE DER DICHTUNG.....	16
13 KONTAKTSHEMA .....	17
14 BAUABLAUFPLANUNG.....	18
15 ARBEITSSCHUTZ .....	19
16 BEWEISSICHERUNG .....	20
17 ZUFAHRT .....	21
18 VERSORGUNG DER BAUSTELLE .....	22
19 ENTSORGUNG DER BAUSTELLE.....	23
20 LAGERFLÄCHEN.....	24
21 BAUSTELLENRÄUMUNG UND WIEDERHERSTELLUNG DES GELÄNDES .....	25
<b>TEIL B: HANDBUCH .....</b>	<b>26</b>
<b>1 ALLGEMEINES.....</b>	<b>26</b>
<b>2 DICHTWÄNDE.....</b>	<b>32</b>
2.1 DICHTWÄNDE NACH DEM SCHLITZWANDVERFAHREN.....	32
2.1.1 Allgemeines.....	32
2.1.2 Aushubverfahren und -geräte.....	32
2.1.3 Zweiphasenverfahren.....	38
2.1.4 Einphasenverfahren.....	41
2.1.5 Vor- und Nachteile des Zwei- und Einphasenverfahrens allgemein.....	41
2.2 DICHTWÄNDE NACH DEM SCHMALWANDVERFAHREN .....	42
2.2.1 Herstellungsverfahren.....	42
2.2.2 Vor- und Nachteile.....	44
2.3 BESONDERE ASPEKTE UND AUSFÜHRUNGSHINWEISE .....	45
2.3.1 Erreichbare Tiefen und Pseudoverfestigung.....	45
2.3.2 Zerrungswelle.....	47
2.3.3 Qualität der Lamellenverbindung und Sandregenphänomen .....	49
2.3.4 Feststoffverlagerungen und Suspensionsverluste in Dichtwänden .....	52
2.3.5 Wasserüberstau zur Versorgung der Dichtmassen .....	59
2.3.6 Hydraulische Instabilitäten.....	60
2.4 SONDERVERFAHREN .....	65
2.4.1 Backfillverfahren.....	65
2.4.2 Gerammte Schlitzwand .....	66
2.4.3 Kombinationsdichtwände des Einphasensystems.....	67
2.4.4 Einbau besonders resistenter Dichtmassen am Dichtwandfuß .....	70

2.4.5 Parallelschlitzwände nach dem sogenannten Kammersystem .....	71
2.4.6 Verwendung des Schlitzwandaushubs als mineralische Dichtungskomponente einer Oberflächenabdeckung .....	72
<b>2.5 ZUSAMMENSETZUNG UND EIGENSCHAFTEN VON DICHTWANDMASSEN .....</b>	<b>73</b>
2.5.1 Mischungskomponenten für Dichtwandmassen .....	73
2.5.2 Dichtwandmassen für Einphasen-Dichtwände .....	76
2.5.3 Dichtmassen für Zweiphasen-Dichtwände .....	76
2.5.4 Dichtmassen für Schmalwände .....	78
2.5.5 Fertigmischungen .....	78
2.5.6 Aufbereitung und Regeneration von Dichtwandsuspensionen .....	79
<b>3 VORUNTERSUCHUNGEN UND ANFORDERUNGEN .....</b>	<b>83</b>
3.1 VORBEMERKUNGEN .....	83
3.2 BAUGRUNDUNTERSUCHUNGEN .....	84
3.3 UNTERSUCHUNGEN AN DEN DICHTMASSENKOMponentEN .....	85
3.3.1 Bentonit .....	85
3.3.2 Hydraulisches Bindemittel .....	87
3.3.3 Mineralische Füllstoffe .....	87
3.3.4 Zugabewasser .....	88
3.3.5 Zusatzmittel .....	88
3.4 STANDARDUNTERSUCHUNGEN AN AUFBEREITETEN DICHTMASSEN .....	89
3.4.1 Vorbemerkungen .....	89
3.4.2 Labormaßstäbliche Aufbereitung von Dichtmassen .....	89
3.4.3 Herstellung und Lagerung von Probekörpern .....	90
3.4.4 Rührversuche .....	90
3.4.5 Bestimmung suspensionsspezifischer Kennwerte .....	91
3.4.6 Festigkeitsentwicklung der Dichtmassen .....	98
3.4.7 Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Dichtmassen .....	100
3.5 UNTERSUCHUNGEN ZUM EINBAUVERHALTEN .....	105
3.5.1 Allgemeines .....	105
3.5.2 Energie- und Sandeintrag, Sedimentationsstabilität .....	105
3.5.3 Penetrations- und Filtrationsverhalten .....	106
3.6 STANDSICHERHEITSNACHWEISE FÜR SCHLITZWÄNDE .....	112
3.6.1 Standsicherheitsnachweise für den flüssigkeitsgefüllten Schlitz .....	112
3.6.2 Standsicherheit der abgebundenen Wand .....	122
3.7 SCHADSTOFFMIGRATION UND SCHADSTOFFBESTÄNDIGKEIT .....	127
3.7.1 Allgemeines .....	127
3.7.2 Transportgleichungen .....	128
3.7.3 Einfluß der Dichtwandbreite auf konvektive und diffusive Emissionen .....	134
3.7.4 Untersuchungen zur Beständigkeit und zur Diffusion .....	135
3.8 BEMESSUNGSSICKERWASSER .....	149
3.9 ANFORDERUNGEN AN DICHTMASSEN UND BAUAUSFÜHRUNG .....	150
3.9.1 Richtwerte für suspensionsrheologische und abdichtungstechnische Kennwerte .....	150
3.9.2 Ausführungshinweise .....	156
<b>4 AUSFÜHRUNGSVORBEREITENDE BAUSTELLENVERSUCHE .....</b>	<b>160</b>
4.1 ALLGEMEINES .....	160
4.2 AUFBEREITUNGSVERSUCHE .....	160
4.3 PROBESCHLITZE UND PROBESTICHE .....	161
4.3.1 Allgemeines .....	161
4.3.2 Probeschlitz .....	162
4.3.3 Probestiche .....	165
4.4 FELDUNTERSUCHUNGEN AN TESTWÄNDEN .....	166
4.4.1 Allgemeines .....	166
4.4.2 Sickerpegel .....	167
4.4.3 Versuchskasten .....	170
4.4.4 Kammersystem .....	175
4.4.5 Kontrollpegel .....	177

<b>5 QUALITÄTSSICHERUNG.....</b>	<b>178</b>
5.1 GRUNDLAGEN DER QUALITÄTSSICHERUNG.....	178
5.1.1 Allgemeines.....	178
5.1.2 Qualitätssicherungssystem.....	179
5.2 MATERIALPRÜFUNGEN ZUR QUALITÄTSKONTROLLE.....	180
5.2.1 Eingangsprüfungen für Suspensionskomponenten.....	180
5.2.2 Ausführungsprüfungen an Suspensionen und Dichtmassen.....	181
5.3 HERSTELLKONTROLLEN.....	184
5.4 SYSTEMPRÜFUNG.....	185
5.5 NACHDICHTUNGSVERFAHREN.....	186
<b>6 HINWEISE FÜR DIE AUSSCHREIBUNG.....</b>	<b>188</b>
<b>7 BEISPIELE.....</b>	<b>192</b>
7.1 SICHERUNG DER SONDERABFALLDEPONIE MALSCH, BADEN-WÜRTEMBERG - EINKAPSELUNG MIT GEFRÄSTEN DICHTUNGSSCHLITZWÄNDEN IM ZWEIPHASENSYSTEM.....	192
7.1.1 Belastungspotential.....	192
7.1.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse.....	193
7.1.3 Sicherungskonzept.....	195
7.1.4 Ausführung der Sicherung.....	196
7.1.5 Prüfung der Sicherung.....	197
7.2 SICHERUNG DER SONDERABFALLDEPONIE GEROLSHEIM, RHEINLAND-PFALZ - EINKAPSELUNG MIT GEGRIFFENEN DICHTUNGSSCHLITZWÄNDEN IM EINPHASENSYSTEM.....	199
7.2.1 Belastungspotential.....	199
7.2.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse.....	200
7.2.3 Sicherungskonzept.....	200
7.2.4 Ausführung der Sicherung.....	201
7.2.5 Prüfung der Sicherung.....	202
7.3 SICHERUNG EINER DEPONIE IN GIFHORN, NIEDERSACHSEN - SCHMALWAND ALS KAMMERSYSTEM.....	204
7.3.1 Belastungspotential.....	204
7.3.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse.....	204
7.3.3 Sicherungskonzept.....	205
7.3.4 Ausführung der Sicherung.....	206
7.3.5 Prüfung der Sicherung.....	208
<b>8 LITERATUR.....</b>	<b>210</b>
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....</b>	<b>219</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS.....</b>	<b>222</b>
<b>INDEXVERZEICHNIS.....</b>	<b>223</b>

## Vorwort des Herausgebers

An Dichtwände zur Sicherung von Altlasten müssen hohe Anforderungen gestellt werden. Langzeitbeständigkeit, chemische Resistenz und Systemdichtheit sind dabei die wichtigsten Gesichtspunkte. In der Planung und Bauausführung sind diese bevorzugt zu berücksichtigen.

Wesentliche Teile der Dichtwand sind nach Fertigstellung einer Prüfung nicht oder nur noch indirekt zugänglich. Ursachen für später festgestellte Mängel können nach Abschluß der Arbeiten kaum ermittelt werden. Dagegen lassen sich nachträgliche Regreßansprüche gegenüber der ausführenden Firma nur schwer geltend machen. Nachträgliche Reparaturen sind in aller Regel sehr zeit- und kostenintensiv. In einer exakten Überwachung der Bauausführung besteht nahezu die einzige Möglichkeit, Ausführungsfehler zu erkennen und Abhilfe zu verlangen.

In vorliegendem Handbuch werden die Wirkungen möglicher Ausführungsfehler fachtechnisch erläutert und daraus Handlungsempfehlungen sowohl für den Qualitätssicherungsplan und die Bauausführung als auch für die fachtechnische Überwachung abgeleitet. Rechtliche Gesichtspunkte und ihre verwaltungsmäßige Umsetzung sind im Handbuch nicht abgehandelt.

Die Zahl der ausgeführten Maßnahmen bei Altlasten ist noch relativ niedrig. Mit einem stärkeren Anstieg ist jedoch zu rechnen. Die im Handbuch entwickelten Kriterien sollen dazu beitragen, den Erfahrungsaustausch unter Fachleuten zu erleichtern. Der Herausgeber nimmt Rückmeldungen aus der Praxis gerne entgegen, die dann in eine Fortschreibung dieses Handbuchs einfließen können.

Karlsruhe, im September 1995

Dr.-Ing. Seng,  
Abteilungsleiter

## Anmerkung zur Online-Version

Dieses Handbuch enthält eine Reihe von Zeichen, die in HTML<sup>1</sup> direkt nicht darstellbar sind (wohl aber in eingefügten Abbildungen). Es mußten deshalb Ersatzdarstellungen verwendet werden, von denen die wichtigsten in der folgenden Tabelle aufgeführt sind.

Symbol im Papierdokument	Ersatzdarstellung im WWW
$\bar{n}$	<i>n<sub>quer</sub></i>
$\tau$	<i>tao</i>
$\sigma$	<i>sigma</i>
$\Delta$	<i>delta</i>
$\gamma$	<i>gamma</i>
$\eta$	<i>eta</i>
$\alpha$	<i>alpha</i>
$\beta$	<i>beta</i>
$\varphi$	<i>phi</i>
$\varepsilon$	<i>epsilon</i>
$\&$	<i>epsilon(punkt)</i>
$\tau_{F(t,T)}^K$	<i>tao<sub>F(t,T)</sub><sup>K</sup></i>

<sup>1</sup> HTML ist die Beschreibungssprache für WWW-Seiten.

# **Teil A: Wegleitung für die Prüfung von Antragsunterlagen**

## **zur Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden**

## 0 Einführung

Ziel dieser Wegleitung ist es, den Verwaltungs- beziehungsweise Genehmigungsbehörden einen raschen Überblick über wesentliche Aspekte zu vermitteln, die bei der Prüfung von Anträgen zum Bau von Dichtungsschlitz- oder -schmalwänden auf

- Vollständigkeit der Antragsunterlagen,
- mögliche Auswirkungen des Vorhabens auf die Umgebung,
- mögliche Beeinträchtigungen des Wohls der Allgemeinheit durch das Vorhaben

zu beachten sind.

Diese Aspekte sind nachfolgend zusammenfassend aufgelistet.

1. Grundlegende Anforderungen an Dichtsysteme
2. Durchführung der Sicherheitsmaßnahme nach den anerkannten Regeln der Technik
3. Lage und Tiefe des Dichtsystems
4. Hydraulische Situation
5. Emissionen
6. Standsicherheit der Dichtelemente
7. Wasserversorgung der abbindenden Dichtmasse
8. Abschätzung von Suspensionsverlusten
9. Kompensation von Suspensionsverlusten
10. Qualitätssicherung
11. Qualitätsprüfungen
12. Testmaßnahmen und Probeabschnitte der Dichtung
13. Kontaktschema
14. Bauablaufplanung
15. Arbeitsschutz
16. Beweissicherung
17. Zufahrt
18. Versorgung der Baustelle
19. Entsorgung der Baustelle
20. Lagerflächen
21. Baustellenräumung und Wiederherstellung des Geländes

Neben weiteren Ausführungen und Erläuterungen enthält Teil B des Handbuchs vor allem die technischen Grundlagen und Kriterien für die Festlegung von Anforderungen an die Qualität und Ausführung von Dichtungsschlitz- und -schmalwänden. Auf die entsprechenden Fundstellen wird in der Wegleitung jeweils hingewiesen.

Deshalb dürfte das Handbuch auch für planende Ingenieurbüros wertvolle technische Hinweise enthalten.

# 1 Grundlegende Anforderungen an Dichtsysteme

Bezug auf Abschnitte 2, 3, 3.4.5, 3.4.7, 3.7, 3.9.1, 4.4 und 5.4 im Teil B des Handbuchs.

Die Herstellung vertikaler Dichtelemente mit spezialtiefbaulichen Verfahrenstechniken, wie sie im Abschnitt 2 des Handbuchs beschrieben sind, stellt sowohl an die Ausführung als auch an die dabei verwendeten Materialien hohe Anforderungen. Ein genereller, auf sämtliche Projekte anwendbarer und standardisierter, Anforderungskatalog, der alle denkbaren Aspekte (Abschnitt 3) berücksichtigt, kann nur projektspezifisch aufgestellt werden. Für jedes einzelne Projekt sind im Hinblick auf die Bauausführung sowie auf die Materialanforderungen spezifische Ergänzungen des Anforderungskatalogs vorzunehmen.

Eine wesentliche Anforderung ist zunächst die Herstellbarkeit der Dichtwand sowie die Verarbeitbarkeit der eingesetzten Materialien. Die geplante Verfahrenstechnik für das Auffahren der Dichtwandquerschnitte ist auf die bodenmechanischen und hydraulischen Untergrundverhältnisse abzustimmen. Die zur Herstellung der Dichtung aufbereiteten Suspensionen beziehungsweise Dichtmassen müssen technologisch verarbeitbar sein, womit sich insbesondere Anforderungen hinsichtlich ihrer Rheologie ergeben (Abschnitte 3.4.5 und 3.9.1).

Hinsichtlich der eigentlichen Dichtung ist zunächst die Ausführbarkeit eines integren Dichtwandsystems zu gewährleisten. Die hydraulische Wirksamkeit des Gesamtsystems muß eine den Anforderungen genügende Dichtungswirkung aufweisen (Abschnitte 3.4.7, 3.9.1, 4.4 und 5.4). Darüber hinaus ist durch entsprechende Untersuchungen vor der Bauausführung sicherzustellen, daß die Dichtungsmaterialien im Hinblick auf das projektspezifisch relevante Schadstoffspektrum beständig sind (Abschnitt 3.7).

Die Verarbeitbarkeit der frisch aufbereiteten sowie die Festigkeit, Dichtungswirkung und Beständigkeit der abgebundenen Dichtmasse ist vor Baubeginn durch Eignungsprüfungen im Labor (Abschnitt 3) nachzuweisen.

## **2 Durchführung der Sicherungsmaßnahme nach den anerkannten Regeln der Technik**

Bezug auf Abschnitte 2.1, 2.2, 2.3, 3.2 und 8 im Teil B des Handbuchs.

Für die Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden (Abschnitte 2.1 und 2.2) existieren eine Reihe von Richtlinien und Empfehlungen, die den Stand der Technik auf diesem Gebiet beschreiben.

Dazu gehören zunächst die im Literaturverzeichnis des Handbuchs zusammengestellten DIN-Normen, die Ausführung solcher Dichtsysteme, die Prüfung der eingesetzten Materialien sowie bodenmechanische Untersuchungen (Abschnitt 3.2) behandeln. Das besondere Problem, das in der Altlastensicherung mit spezialtiefbaulichen Verfahrenstechniken besteht, ist in den DIN-Normen (Abschnitt 8) jedoch nur ansatzweise behandelt (Abschnitt 2.3). Zusätzlich ist zu beachten, daß die Normen gegenwärtig im Rahmen der europäischen Harmonisierung überarbeitet werden.

Weiterhin sind die Empfehlungen des Arbeitskreises Geotechnik der Deponien und Altlasten - GDA, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT (GDA 1993) zu beachten, in denen die Schlitz- und Schmalwandtechniken als bedeutendste Sicherungsmaßnahmen hervorgehoben werden. Weitere Hinweise gibt der Ingenieurtechnische Verband Altlasten (ITVA). Darüber hinaus sind die jeweiligen Vorschriften und Richtlinien des Bundes und der Länder zu beachten.

### 3 Lage und Tiefe des Dichtsystems

Bezug auf Abschnitte 3.2, 3.9.2 und 6 im Teil B des Handbuchs.

Zur endgültigen Festlegung der Lage und Tiefe eines Dichtsystems empfiehlt es sich, vor Bauausführung eine Trassenerkundung durchzuführen, mit der entlang des geplanten Dichtwandverlaufs die im Hinblick auf die Bauausführung und Materialauswahl relevanten bodenmechanischen- und baustoffchemischen Kennwerte erhoben werden. Aus den eingereichten Planungsunterlagen müssen dann die eigentliche Dichtwandtrasse und die zugehörigen Untergrundverhältnisse erkennbar sein.

Soweit die örtlichen Verhältnisse es zulassen, wird die Trasse allgemein mit einem geringen seitlichen Abstand zur einzukapselnden Altlast ausgeführt, um die Dichtwandlänge möglichst klein zu halten. Dabei ist allerdings schon im Planungsstadium darauf zu achten, ob die Schlitz- oder Schmalwand im Bereich einer bereits bestehenden Kontaminationsfahne aufgeföhren werden muß. Für diesen Fall müssen die entsprechenden Arbeitsschutzmaßnahmen, eventuell mehrstufig in Abhängigkeit von den örtlich vorliegenden Verhältnissen, festgelegt sowie auch im entsprechenden Umfang in der Ausschreibung berücksichtigt sein (Abschnitt 6).

Die jeweilige Tiefe der Dichtwand sollte auf der Basis der Baugrunduntersuchungen (Abschnitt 3.2) entlang der gesamten Dichtwandtrasse vorgegeben sein. Soweit die seitliche Einkapselung bis in einen Grundwasserstauer reicht, sollte eine ausreichende Einbindung von allgemein 2 bis 3 m vorgesehen sein (Abschnitt 3.9.2). Gleichzeitig sollte aus den Planungsunterlagen erkennbar sein, wie das Erreichen der Endtiefe während der Bauphase kontrolliert und nachvollziehbar dokumentiert wird.

Neben der Einbindetiefe sind Anforderungen an die Lagegenauigkeit der einzelnen Wandelemente beziehungsweise deren Vertikalität sowie an die Überschnitte zu benachbarten Wandelementen zu stellen (Abschnitt 3.9.2). Dazu sind die geometrischen Mindestanforderungen für die gegenseitige Überschneidung benachbarter Wandelemente, zum Beispiel entsprechend Abb. 3.42, anzugeben. Zur Überprüfung der Lagegenauigkeit von Dichtwandelementen sind die Meßmethoden, wie zum Beispiel der Einsatz eines Inklinometers zur Ermittlung von Lotabweichungen sowie die Vorgehensweise bei Verdrehungsmessungen, detailliert zu beschreiben. Hinweise hierzu liefert der Abschnitt 3.9.2.

## 4 Hydraulische Situation

Bezug auf Abschnitte 1, 3.7.2.3, 4.4.2, 5.4 und 5.5 im Teil B des Handbuchs.

Die Herstellung eines Dichtungstopfes innerhalb eines Grundwasserleiters führt zu einer Beeinflussung der örtlichen untergrundhydraulischen Verhältnisse. An der Anströmseite des Dichtungstopfes wird sich ein Aufstau, an der Abströmseite des Topfes ein Spiegelsunk gegenüber dem ungestörten Grundwasserspiegel einstellen. Um die Auswirkungen einer solchen Beeinflussung der Grundwasserströmung auf die großräumlichen Grundwasserverhältnisse sowie auf die Dichtungsmaßnahme selbst abschätzen zu können, sollten der Aufstau und die Absenkung vorab rechnerisch abgeschätzt werden. Dies kann zum Beispiel auf der Basis potentialtheoretischer Ansätze geschehen.

Die veränderten Grundwasserstände entlang der Dichtwand sind bei der Planung der sogenannten Inversionsströmung zu berücksichtigen, bei der während der eigentlichen Betriebsphase durch Absenkung des Innenwasserspiegels im Dichtungstopf ständig ein nach innen gerichteter Gradient erzeugt werden soll (Abschnitte 1 und 3.7.2.3), um einen strömungsgebundenen Schadstoffaustritt zu verhindern und um einen diffusiven Schadstoffaustritt (Abschnitt 3.7.2.3) zu retardieren.

Zur Kontrolle der hydraulischen Verhältnisse innerhalb sowie außerhalb der Dichtung sollte ein Pegelnetz (entsprechend den Sickerpegeln in Abschnitt 4.4.2) installiert werden. Anhand der Pegelwasserstände, die während der Bau- und der anschließenden Betriebsphase der Dichtung regelmäßig eingemessen werden sollten, lassen sich die prognostizierten Beeinflussungen der hydraulischen Verhältnisse sowie auch, einen ausreichend kleinen Pegelabstand vorausgesetzt, die Wirksamkeit der Dichtung selbst (Abschnitt 5.4) kontrollieren und eventuell weitergehende Maßnahmen, wie beispielsweise eine Nachdichtung beim Auftreten örtlicher Leckagen (Abschnitt 5.5), einleiten. Solch ein 'Monitoring' in der sogenannten Nachsorgephase der Altlast sollte ebenfalls bereits im Planungsstadium berücksichtigt werden, um dessen Umfang, aber auch dessen Kosten im Vergleich zu den Gesamtkosten der Maßnahme abzuschätzen.

## 5 Emissionen

Bezug auf Abschnitte 2.1 und 2.2 im Teil B des Handbuchs.

Emissionen, die von der Altlast selbst ausgehen, können ohne begleitende Schutzmaßnahmen durch die Baumaßnahme temporär noch verstärkt werden. Dieser Fall entsteht zum Beispiel, wenn am Rand der Altlast ein Leitwandgraben ausgehoben wird und es dabei zur Gasemission oder Staubbildung kommt oder wenn bei der Dichtwandherstellung belasteter Boden gefördert und zwischengelagert wird. Zusätzlich kann der Baubetrieb zu Lärmbelästigungen und durch den Energieeintrag in den Untergrund beim Auffahren der Hohlräume auch zu Vibrationseinflüssen führen. Dies gilt insbesondere beim Einbringen des Verdrängungskörpers für Schmalwände (Abschnitt 2.2), beim Auffahren des Hohlraums mit einer Schlitzwandfräse oder einem Schlitzwandgreifer sowie bei ausgeprägten Meißelarbeiten im Rahmen der Schlitzwandherstellung (Abschnitt 2.1). Gleiches gilt für die möglichen Beeinträchtigungen durch den Baustellenverkehr im Umgebungsbereich der Baumaßnahme.

Im Rahmen der Planung der Sicherungsmaßnahme sollten diese baubedingten Emissionen abgeschätzt und durch ein geeignetes Konzept minimiert werden. Hierzu kann zum Beispiel, vor allem bei Sicherungsmaßnahmen im innerstädtischen Bereich, die Vorgabe bestimmter Arbeitszeiten oder auch die Festlegung von bestimmten Transportwegen sowie von zeitlichen Korridoren für den An- und Abtransport von Materialien und Stoffen gehören.

Eventuell kann ein zusätzlicher Aufwand dadurch entstehen, daß die maschinentechnischen Anlagen auf der Baustelle zu kapseln sind. Solche Maßnahmen sind einerseits dann denkbar, wenn Lärmemissionen, beispielsweise der Aufbereitungs-, Regenerations- und Materialförderanlagen, begrenzt werden müssen. Andererseits kann es notwendig werden, bei gefrästen Schlitzwänden die Regenerationsanlage einzuhausen, wenn damit zu rechnen ist, daß beim Auffahren der Dichtwandquerschnitte bereits vorhandene Kontaminationsfahnen durchörtet werden, die sonst bei der Suspensionsbehandlung zu unvermeidbaren Gasemissionen führen könnten.

Entsprechendes gilt auch für die Einrichtungen zur Lagerung der Dichtwandbaustoffe sowie der anfallenden Baurest- und Abfallstoffe. Hier sind Staubemissionen, insbesondere beim Umschlag vom Transport- in den Lagerbehälter, zu minimieren.

## 6 Standsicherheit der Dichtelemente

Bezug auf Abschnitte 2.1.2, 2.3.2, 3.6.1, 3.6.2 und 3.9.1 im Teil B des Handbuchs.

In der Planung sowie in den eingereichten Antragsunterlagen ist die Standsicherheit der Dichtelemente für jede Bau- beziehungsweise spätere Betriebsphase der Dichtwand zu untersuchen.

In diesem Zusammenhang ist bei der Herstellung von Dichtungsschlitzwänden zunächst die Standsicherheit des suspensionsgefüllten Schlitzes unter Berücksichtigung aller im Nahbereich der Dichtwandtrasse anstehenden Lasten nachzuweisen. Dazu gehören die Ermittlungen der Sicherheiten gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz (Abschnitt 3.6.1.2), gegen das Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen (Abschnitt 3.6.1.3), gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden (Abschnitt 3.6.1.4) und gegen das Unterschreiten des statisch erforderlichen Suspensionsspiegels (Abschnitt 3.6.1.5).

Gleichzeitig sollte im Rahmen dieser Untersuchungen festgelegt werden, wann bei der Herstellung einer Einphasenschlitzwand im sogenannten Pilgerschrittverfahren (Abschnitt 2.1.2) die Sekundärlamellen zwischen den Primärlamellen hergestellt werden können, ohne die Standsicherheit des Systems zu gefährden und ohne die teilweise bereits abgebundene Dichtmasse der angeschnittenen Primärlamelle mechanisch zu stark zu beanspruchen (Abschnitt 2.3.2).

Für die eigentliche Nutzungsphase der Dichtwand ist zu untersuchen, inwieweit das spätere Dichtungssystem durch zusätzliche statische Lasten beansprucht wird. Die Größe dieser Lasten sowie der Mechanismus, wie diese Lasten sich auf die Dichtwand auswirken, ist zu verdeutlichen beziehungsweise nachzuweisen. Hinweise hierzu sind in Abschnitt 3.6.2 für den Fall einer überschütteten Dichtwand enthalten. Eventuell ist am Dichtwandkopf ein Lastverteilungspolster vorzusehen, um spätere Lasten im Bereich des Dichtwandkopfs räumlich zu verteilen und die zusätzliche statische Beanspruchung des Dichtwandmaterials zu verringern.

## 7 Wasserversorgung der abbindenden Dichtmasse

Bezug auf Abschnitte 2.3.4.4, 2.3.5, 2.5.1 und 3.4.6 im Teil B des Handbuchs.

Die hydraulisch aktiven Komponenten der Dichtmasse, wie Dichtmassenbindemittel beziehungsweise Zement, Bentonit oder Tonmehl (Abschnitt 2.5.1) benötigen für eine vollständig ablaufende Hydratationsreaktion über einen mehr oder weniger langen Zeitraum Wasser. Insbesondere wenn es während der Herstellung der Dichtelemente außerdem, zum Beispiel durch Filtrationen (Abschnitt 2.3.4.4), zu Wasserverlusten kommt, ist die Versorgung der einzelnen Komponenten mit Hydratwasser aus dem System heraus zumindest bereichsweise nicht in ausreichendem Maße sichergestellt.

Unterhalb des Grundwasserspiegels kann sich die abbindende Dichtmasse aufgrund entstehender Saugspannungen in der Regel selbst aus dem Grundwasserreservoir versorgen. Dies ist jedoch oberhalb des Grundwasserspiegels bereits im Kapillarsaum nicht immer möglich.

Um die Versorgung der abbindenden Dichtmasse mit Wasser oberhalb des Grundwasserspiegels zu unterstützen, sollte in diesem Bereich während der Hydratationsphase Wasser von außen beziehungsweise von oben zugeführt werden. Dazu kann über dem Dichtwandkopf zwischen den Leitwänden ein Wasserreservoir vorgehalten werden, aus dem dann die Wasserversorgung erfolgt (Abschnitt 2.3.5). Die zeitliche Dauer dieser Maßnahme kann aus der Festigkeitsentwicklung der Dichtmasse, die deren Abbindeprozeß und somit deren Wasserbedarf beschreibt (Abschnitt 3.4.6), abgeschätzt werden. Allgemein ist davon auszugehen, daß ein Wasserüberstau von drei bis vier Wochen ausreicht.

## 8 Abschätzung von Suspensionsverlusten

Bezug auf Abschnitt 2.3.4 und 3.4.5.4 im Teil B des Handbuchs.

Während der Herstellung der Dichtelemente kann es zu erheblichen Verlusten an Stütz- oder Dicht suspension kommen, die sich bei üblicherweise verwendeten sedimentationsstabilen Dicht suspensionen im wesentlichen aus aushubbedingten Verlusten sowie aus Suspensionsverlusten infolge von Penetration und von Filtration zusammensetzen (Abschnitt 2.3.4).

Die aushubbedingten Verluste entstehen bei gegriffenen Schlitzwänden mit jedem Arbeitstakt, da im Greifer neben dem ausgehobenen Boden auch jeweils eine gewisse Suspensionsmenge gefördert wird. Bei gefrästen Wänden entstehen solche Verluste vornehmlich in der Regenerationsanlage, wobei mit den abzutrennenden Bodenpartikeln ebenfalls ein Teil der Suspension aus dem Kreislauf entfernt wird (Abschnitt 2.3.4.7).

Penetrationsverluste treten dann auf, wenn Suspensionsanteile bei der Herstellung von Schlitz- oder Schmalwänden in das Porensystem anstehender Erdstoffe eindringen und damit aus dem eigentlichen Dichtwandquerschnitt abfließen (Abschnitt 2.3.4.3). Diese Verluste können allgemein in vergleichsweise kurzen Zeiträumen auftreten.

Eine Filtration ergibt sich aus der Phasentrennung der festen und flüssigen Suspensionskomponenten an der Grenzfläche zwischen der Suspension im Schlitz und den anstehenden Erdstoffen, die als Filter wirken (Abschnitt 2.3.4.4). Gleichzeitig entsteht aufgrund der kompaktierten Anlagerung der Feststoffpartikel in einem Filterkuchen eine feststoffreiche Zone, die von der Grenzfläche ausgehend in den Dichtwandquerschnitt hinein anwachsen und den weiteren Fortgang der Arbeiten behindern kann. Darüber hinaus kann die verbleibende Suspension andicken.

Mögliche Erhöhungen der Aushubwiderstände, die insbesondere aus einer Filtration resultieren können, sollten im Rahmen der Gerätekalkulationen durch die Festlegung konservativer Leistungskennzahlen berücksichtigt sein, da ansonsten Verzögerungen im Bauablauf sowie Kostenverschiebungen beziehungsweise zusätzliche Kosten nicht auszuschließen sind.

Die Suspensionsverluste aus einer Filtration treten im Vergleich zu denen aus einer Penetration über vergleichsweise lange Zeiträume auf. Diese Verluste lassen sich durch eine entsprechende Modifikation des Filterabpreßversuchs (Abschnitt 3.4.5.4) abschätzen.

Bei ungünstigen Verhältnissen können die gesamten Suspensionsverluste solche Größenordnungen annehmen, daß für das Auffahren des Hohlraums gegenüber der Nennkubatur des Dichtelements mehr als das doppelte Suspensionsvolumen erforderlich wird.

## 9 Kompensation von Suspensionsverlusten

Bezug auf Abschnitt 2.3.4.7 im Teil B des Handbuchs.

Um die Standsicherheit der aufzufahrenden Dichtelemente während der gesamten Bauausführung sicherzustellen und um die Herstellung einer integren Wand zu gewährleisten, sind die Suspensionsverluste zunächst abzuschätzen (Abschnitt 2.3.4.7). In jedem Fall ist der Suspensionsspiegel während der Bauausführung laufend zu beobachten, um das standsicherheitstechnisch erforderliche Niveau sicherzustellen. Zusätzlich sollte die Vorhaltung eines Suspensionsreservoirs am Dichtwandkopf in die Planungen einbezogen werden, aus dem die gesamten Suspensionsverluste kontinuierlich kompensiert werden können.

Gleichzeitig ist die Größenordnung der zu erwartenden Suspensionsverluste für die Kalkulation der Dichtungsmaßnahme abzuschätzen. Diese generell erwarteten Suspensionsverluste können bereits in den Einheitspreispositionen der Ausschreibung berücksichtigt werden. Für Bereiche entlang der Dichtwandtrasse, in denen solche Verluste auf der Basis der Vorerkundungen nicht hinreichend genau abgeschätzt werden konnten, können zusätzlich Eventualpositionen vorgesehen werden.

## 10 Qualitätssicherung

Bezug auf Abschnitte 4, 5.1.1 und 5.1.2 im Teil B des Handbuchs.

Der Begriff Qualität definiert die Beschaffenheit eines Gegenstands bezüglich seiner Eignung, festgelegte und vorausgesetzte Erfordernisse zu erfüllen (Abschnitt 5.1.1). Die erforderliche Beschaffenheit eines herzustellenden Gegenstands durch Prüfungen nachzuweisen und zu dokumentieren, ist Aufgabe der Qualitätssicherung.

Die Qualitätssicherung läßt sich in die Bereiche Qualitätsplanung, Qualitätslenkung und Qualitätsprüfung oder Qualitätskontrolle differenzieren (Abschnitt 5.1.1).

Mit der Qualitätsplanung werden im wesentlichen die Anforderungen an die Herstellung und die Eigenschaften des Dichtsystems festgelegt. Im einzelnen betrifft die Qualitätsplanung somit zum Beispiel die Anforderungen an die Lagegenauigkeit und Einbindetiefe der ausgeführten Dichtelemente, an die einzelnen Komponenten der auf der Baustelle aufzubereitenden Dichtmassen, an die abgebundene Dichtmasse selbst und an das gesamte Wandsystem.

Vorgaben zur Ausführung der Dichtungsmaßnahme, also beispielsweise zur Herstellung der suspensionsgestützten Hohlräume, zur Aufbereitung der Suspensionen und Dichtmassen und zu deren Einbau, werden im Rahmen der Qualitätslenkung festgelegt.

Die Vorgehensweise bei der Überwachung wird dann im Konzept der Qualitätsprüfung beziehungsweise Qualitätskontrolle zusammengestellt.

Der Qualitätssicherungsplan, in dem die drei Elemente der Qualitätssicherung projektspezifisch behandelt werden, sollte bereits in der Planungsphase der Dichtungsmaßnahme aufgestellt werden. Allerdings können sich im weiteren Ablauf der Projektbearbeitung, zum Beispiel als Ergebnis von Testmaßnahmen, wie Probeschlitzern oder -stichen (Abschnitt 4), noch Ergänzungen oder Modifikationen hinsichtlich der Qualitätssicherung ergeben, die in dem Qualitätssicherungsplan entsprechend einzuarbeiten sind.

## 11 Qualitätsprüfungen

Bezug auf Abschnitte 5.1, 5.2, 5.3 und 5.4 im Teil B des Handbuchs.

Für den Nachweis, daß das einzelne Dichtelement beziehungsweise das gesamte Dichtsystem die geforderten Eigenschaften hat, ist bereits im Planungsstadium ein mehrstufiges Kontrollsystem festzulegen (Abschnitte 5.2 bis 5.4). Im Rahmen des mehrstufigen Prüfprogramms wird vorgegeben, wie die Einhaltung der Qualitätsziele nachzuweisen ist. Hierzu gehören die Prüfungen an den eingesetzten Materialien beim Hersteller sowie als Eingangskontrollen bei der Anlieferung auf der Baustelle (Abschnitt 5.2.1), baubegleitende Ausführungskontrollen an den aufbereiteten Dichtsuspensionen (Abschnitt 5.2.2), die baubegleitenden Herstellkontrollen an den einzelnen Dichtelementen (Abschnitt 5.3) und die abschließende Systemprüfung für die Gesamtmaßnahme (Abschnitt 5.4), die zur eigentlichen Abnahme des fertiggestellten Bauwerks führt. Die Art und der Umfang der einzelnen Überwachungsprüfungen wird in einem Qualitätssicherungsplan (Abschnitt 5.1) festgehalten.

Die einzelnen Prüfungen erfolgen mindestens zweistufig als Eigenüberwachung durch den Anbieter der Materialien oder durch den Hersteller der Dichtung sowie als Fremdprüfung durch eine unabhängige Instanz (Abschnitt 5.1.2). Diese kann beispielsweise ein durch die Überwachungsbehörde beauftragtes fachtechnisches Ingenieurbüro sein. Ergänzend zur Eigen- und Fremdüberwachung kann die beaufsichtigende Fachbehörde gegebenenfalls selbst im Rahmen einer behördlichen Überwachung Prüfungen durchführen. Die Ergebnisse sämtlicher Prüfungen sind in einer baubegleitenden Dokumentation zu archivieren.

Im Qualitätssicherungsplan sollte der Prüfumfang in den verschiedenen Stufen des Überwachungssystems in sinnvoller, auf die projektspezifischen Belange abgestimmter Größenordnung festgelegt werden. Dabei sollten sowohl Proben der angelieferten Baustoffe als auch Proben der auf der Baustelle aufbereiteten und verarbeiteten Dichtsuspensionen untersucht oder für eventuelle spätere Untersuchungen in sinnvoller Anzahl zurückgestellt werden.

## 12 Testmaßnahmen und Probeabschnitte der Dichtung

Bezug auf Abschnitte 4.2, 4.3 und 4.4 im Teil B des Handbuchs.

Der eigentlichen Ausführung der Dichtung sollten großmaßstäbliche Testmaßnahmen, wie die Herstellung von Probeabschnitten der Dichtung, vorausgehen.

Dabei sind zunächst Aufbereitungen der Dicht suspensionen unter Baustellenbedingungen durchzuführen (Abschnitt 4.2). Damit soll der Nachweis erbracht werden, daß die geforderten Eigenschaften an die Dicht suspensionen sowohl in der Herstellphase als auch in der eigentlichen Dichtungsphase, wenn die Dichtmasse weitgehend abgebunden ist, in gleichem Maße wie in den vorab durchgeführten laborativen Eignungsuntersuchungen erreicht werden.

Gleichzeitig sind vor Ort Probeschlitz- oder -stiche auszuführen, um die geplanten Verfahrenstechniken unter Baustellenbedingungen auszutesten beziehungsweise um sie noch auf die vorgegebenen Randbedingungen in situ abstimmen zu können (Abschnitt 4.3). Um Überschnitte in die Testmaßnahmen einzubeziehen, sollten jeweils mehrere benachbarte Schlitzwandlamellen oder Schmalwandstiche hergestellt werden. Werden im Rahmen der Testmaßnahmen auch Testkästen oder Testschächte hergestellt (Abschnitt 4.4.3), ist die Überprüfung der hydraulischen Systemintegrität möglich.

Die Prüfverfahren an den Probeabschnitten der Dichtung, mit denen die Ausführbarkeit der Maßnahme auf der Baustelle sowie die dort erzielbare Dichtungswirkung nachgewiesen werden können, sind in Abschnitt 4.4 als sogenannte Feldversuche zusammengestellt.

## 13 Kontaktschema

Bezug auf Abschnitte 2 und 5.1 im Teil B des Handbuchs.

Die Sicherung einer im Untergrund vorhandenen Altlast mit spezialtiefbaulichen Verfahrenstechniken nach Abschnitt 2 stellt allgemein eine sehr komplexe Baumaßnahme dar. Auch bei einer sorgfältigen Planung der Maßnahme kann deshalb nicht ausgeschlossen werden, daß bei der Herstellung der Dichtelemente unvorhersehbare Probleme auftreten, die kurzfristig zu klären sind. Für solche Fälle ist bereits im Rahmen der Planung ein Entscheidungsschema festzulegen, das allen an der Durchführung der Altlastensicherung Beteiligten aufzeigt, wer für welche Sachverhalte zuständig ist.

Dazu sollte bereits in der Planungsphase zwischen allen Beteiligten der Maßnahme ein sogenanntes Kontaktschema aufgestellt werden, das vorab festlegt, wer für welche Fragestellungen zuständig beziehungsweise entscheidungsbefugt ist. Dabei ist insbesondere darauf zu achten, daß eine mehrstufige Qualitätssicherung durchgeführt wird (Abschnitt 5.1) und das Handeln aller hierbei Beteiligten sinnvoll koordiniert wird (Lieferanten der Baustoffe; Auftragnehmer sowie seine Subunternehmer; gegebenenfalls fachtechnische Institute, die mit den Eigenüberwachungen der Baustofflieferanten sowie des eigentlichen Auftragnehmers beauftragt sind; fachtechnische Institute, die mit der Fremdüberwachung der Maßnahme beauftragt sind; Fachbehörden als auftraggebende und überwachende Institutionen; gegebenenfalls Stellen, die die Belange des Arbeitsschutzes vertreten, und Stellen, die für besondere Überwachungen, wie beispielsweise baustellenbegleitend durchzuführende Schadstoffmessungen, zuständig sind).

Besonderes Augenmerk ist hierbei auch auf die Aufgabenteilung der beteiligten Stellen hinsichtlich der abschließenden Dokumentation der Baumaßnahme zu richten. Einerseits soll das erhobene Datenmaterial mit dem Ziel archiviert werden, den Erfolg der Maßnahme zu kontrollieren beziehungsweise nachzuweisen. Andererseits sollen für vergleichbare zukünftige Projekte wesentliche Erkenntnisse und Kennzahlen aufbereitet und zur Verfügung gestellt werden.

## 14 Bauablaufplanung

Bezug auf Abschnitte 4 und 5 im Teil B des Handbuchs.

Mit den prüffähigen Ausführungsunterlagen hat der Auftragnehmer einen detaillierten Bauablaufplan vorzulegen. In diesen Plan sollten die Ergebnisse aus den Testmaßnahmen (Abschnitt 4) und darauf begründete notwendige Modifikationen bereits berücksichtigt sein. Es ist darauf zu achten, daß in der zeitlichen Bauablaufplanung neben dem Aufwand für die eigentliche Herstellung der Dichtung auch der Aufwand für die verschiedenen Qualitätssicherungsmaßnahmen genügend berücksichtigt ist. Somit kann eine detaillierte Bauablaufplanung erst vorgelegt werden, wenn der Qualitätssicherungsplan mit dem Schema der ausführungsbegleitenden Kontrollmechanismen (Abschnitt 5) erstellt ist. Außerdem sollten die allgemein leistungsmindernden Arbeitsschutzmaßnahmen in ausreichendem Maße in der Bauablaufplanung berücksichtigt sein.

Im Rahmen der Prüfung eines Bauablaufplans sollten insbesondere Plausibilitätskontrollen sowohl hinsichtlich technologischer Reihenfolgen einzelner Arbeitsschritte als auch hinsichtlich der projektspezifisch vorgegebenen Reihenfolge der Arbeitsschritte durchgeführt werden.

## 15 Arbeitsschutz

Bezug auf Abschnitt 6 im Teil B des Handbuchs.

Im Rahmen der Arbeiten zur Sicherung einer Altlast kann ein Kontakt mit den in situ vorhandenen Schadstoffen insbesondere dann nicht ausgeschlossen werden, wenn die Dichtwandtrasse bereits vorhandene Kontaminationsfahnen im Bereich der Altlast durchschneidet. Weiterhin können bereits beim Aushub des Leitwandgrabens belasteter Untergrund durchörtert oder gaswegige Bodenschichten angeschnitten werden. Für solche Fälle ist von vornherein ein Arbeitsschutzkonzept zu planen, auf das in einer entsprechenden Situation ohne größeren Stillstand der Baustelle zurückgegriffen werden kann.

Eventuell kann es sinnvoll sein, ein mehrstufiges Arbeitsschutzkonzept zu entwerfen. Dabei kommen die einzelnen Stufen dieses Konzepts, ausgehend von einem sogenannten Grundschutz (Abschnitt 6), dessen Vorgaben in jedem Fall zu erfüllen sind, je nach den in situ angetroffenen Schadstoffen beziehungsweise der örtlichen Gefährdung zur Anwendung. Generell sollten das Gesamtkonzept beziehungsweise die einzelnen Maßnahmen eines mehrstufigen Konzepts konservativ, das heißt auf der sicheren Seite liegend, geplant werden.

Im Rahmen der Erarbeitung eines Arbeitsschutzkonzepts ist insbesondere zu beachten, daß der Gerätepark auf die Anforderungen des Arbeitsschutzes abgestimmt wird. Dabei kann der Einsatz von Geräten mit abgeschlossenen und fremdbelüfteten Fahrerkabinen und von explosiongeschützten Geräten erforderlich werden. Eventuell ist ein Schwarz-Weiß-Bereich mit entsprechenden Personen-, Material- und Geräteschleusen einzurichten. Schließlich kann noch eine meßtechnische Überwachung der Arbeitsplätze notwendig werden. Gleichzeitig ist im Planungsstadium einer Sicherungsmaßnahme der Entsorgungspfad der für den Arbeitsschutz benötigten Materialien, wie zum Beispiel von Schutzanzügen, von Filtereinsätzen und von anfallenden Abwässern der Reinigungsanlagen, zu berücksichtigen.

Schließlich ist im Planungsstadium zu beachten, daß die Anforderungen des Arbeitsschutzes zu einer nicht unerheblichen Steigerung der Kosten für die Herstellung des Dichtsystems führen können. Dies gilt insbesondere dann, wenn unter Vollschutz gearbeitet werden muß. Die hierbei notwendigen Ruhezeiten des eingesetzten Personals sind mit ihrer Auswirkung auf Bauzeit und -kosten entsprechend zu berücksichtigen.

## 16 Beweissicherung

Bezug auf Abschnitte 2.1, 2.2 und 3.6.1 im Teil B des Handbuchs.

Gerade an innerstädtischen Altlasten läßt sich eine geringe Entfernung der Dichtwandtrasse von benachbarter Bebauung nicht immer vermeiden. Im Rahmen der Standsicherheitsberechnungen für das herzustellende Dichtsystem (Abschnitt 3.6.1) ist bereits zu berücksichtigen, daß benachbarte Gebäude in ihrer Standsicherheit durch die Herstellung der Dichtung nicht gefährdet sind. Dazu sind die möglichen Deformationen, die diese Gebäude aufgrund des Dichtwandbaus unterliegen werden, rechnerisch abzuschätzen und, soweit möglich, zu begrenzen.

Durch das Abteufen der Hohlräume für die Dichtung kommt es je nach gewählter Verfahrenstechnik (Abschnitte 2.1 und 2.2) zu einem mehr oder weniger starken Energieeintrag in den Untergrund, der Deformationen des Untergrunds auslösen kann. Diese können zum Beispiel als Setzungen auf benachbarte Gebäude einwirken und dort zu Bauschäden führen.

Auch bei einer ordnungsgemäßen Ausführung der Arbeiten sind Beeinflussungen von benachbarten Gebäuden nicht völlig auszuschließen, die jedoch allgemein deren Standsicherheit nicht gefährden. Um nach Abschluß der Bauarbeiten feststellen zu können, ob an benachbarten Gebäuden baubedingte Schäden aufgetreten und nach Abschluß der Arbeiten zu sanieren sind, ist vor Beginn der Maßnahme eine entsprechende Beweissicherung durchzuführen. Das von der Beweissicherung erfaßte Gebiet ist von den Standsicherheitsbetrachtungen und den erwarteten baubedingten Energieeinträgen abhängig.

## 17 Zufahrt

Bezug auf Abschnitte 2.1 und 2.2 im Teil B des Handbuchs.

Die Sicherung einer Altlast mit der Schlitz- oder Schmalwandtechnik (Abschnitte 2.1 und 2.2) bedingt einen umfangreichen Baustellenverkehr für die Zuführung der Materialien, die zur Aufbereitung der Dichtsuspensionen benötigt werden, sowie für die Entsorgung der Baustelle. Hierfür sind im Planungsstadium entsprechende Zufahrten zur Baustelle einzuplanen und eventuell vorab neu zu bauen. Dabei ist die vorgesehene Trennung des Baugeländes in Schwarz-Weiß-Bereiche zu beachten. Für Fahrzeuge, die aus dem Schwarzbereich kommen, ist gegebenenfalls eine Fahrzeug- oder Reifenwaschanlage einzuplanen.

Bei Verfahrenstechniken mit vergleichsweise schnellem Arbeitsfortschritt ist zu beachten, daß relativ große Suspensionsmengen aufzubereiten und somit der Baustelle erhebliche Materialmengen zuzuführen sind. Hier ist vorab eine sinnvolle Transportkette zu planen, die nicht nur Rücksicht auf die Belange der Baustelle, sondern auch der betroffenen Anlieger nimmt. Diese gewinnt besonders dann an Bedeutung, wenn zur Entsorgung der Baustelle eventuell auch kontaminierte Materialien abzufahren und diese Transporte entsprechend zu sichern sind.

Darüber hinaus ist darauf zu achten, daß die Baustelle, insbesondere während der Bauphase, vor unberechtigtem Zutritt gesichert wird, um eine Gefährdung Dritter ausschließen zu können.

Diese Maßnahmen, die über den eigentlichen Aufwand der grundbaulichen Sicherung hinausgehen, sind in der Planung der Gesamtmaßnahme entsprechend zu berücksichtigen.

## 18 Versorgung der Baustelle

Bezug auf Abschnitte 2.5 und 3.4.2 im Teil B des Handbuchs.

Neben den Feststoffkomponenten und Dichtwandadditiven für die Aufbereitung der Dichtsuspension (Abschnitt 2.5) werden auf der Baustelle weitere Stoffe, in erster Linie Wasser und Strom, benötigt. Für letztere sind die erforderlichen Anschlußkapazitäten und die sicherheitstechnischen Anlagen im Planungsstadium festzulegen und bis zum Baubeginn zu installieren.

Erhebliche Wassermengen werden auf Schlitz- und Schmalwandbaustellen für die Aufbereitung der Suspensionen (Abschnitt 2.5) sowie für die Reinigung der Baugeräte erforderlich. Zunächst ist zu klären, ob die benötigten Wassermengen aus dem öffentlichen Netz oder in der Nähe der Baustelle über Brunnen aus dem Grundwasser entnommen werden können. Gegebenenfalls ist eine Vorratshaltung in Tanks vorzusehen.

Bei einer Grundwasserentnahme ist zuvor zu klären, inwieweit dadurch die Grundwasserfließverhältnisse beeinflußt werden. Weiterhin ist sicherzustellen, daß nicht bereits kontaminiertes Grundwasser aus dem Nahbereich der Altlast entnommen wird. Dies kann sowohl für die Belange des Arbeitsschutzes von Bedeutung sein als auch für die Aufbereitung der Dichtsuspensionen vor Ort, da sich deren Eigenschaften sowie die Eigenschaften der später abgebundenen Dichtmassen infolge von Kontaminationen des Anmachwassers maßgeblich ändern können (Abschnitt 3.4.2).

Gleichzeitig ist für die verschiedenen Institutionen, die regelmäßig auf der Baustelle tätig sind, eine ausreichende Anschlußkapazität an das öffentliche Telekommunikationsnetz sicherzustellen. Zusätzlich sollte ein baustelleninternes Kommunikationsnetz aufgebaut werden, mit dem die wesentlichen Entscheidungsstellen entsprechend dem aufgestellten Kontaktschema miteinander verknüpft sind, so daß, insbesondere bei unvorhergesehenen Ereignissen, auch kurzfristig Entscheidungen getroffen werden können.

## 19 Entsorgung der Baustelle

Bezug auf Abschnitte 2.4.6 und 2.5.6 im Teil B des Handbuchs.

Vor Beginn der Dichtwandarbeiten sind die Entsorgungswege für verschiedene Stoffe abzuklären. Neben Abfällen und Baureststoffen fallen hierbei insbesondere Reinigungswässer, Aushubmassen und nicht mehr einsetzbare Suspension an.

Für die anfallenden Aushub- und Suspensionsmengen sollte nach Möglichkeit eine Wiederverwendung beziehungsweise eine endgültige Deponierung im Bereich der zu sichernden Altlast angestrebt werden. Werden bei der Herstellung der Dichtwand keine maßgeblich kontaminierten Bereiche im Untergrund durchörtert, läßt sich beispielsweise der Aushub von gegriffenen Schlitzwänden des Einphasensystems als mineralische Komponente einer Oberflächenabdeckung wiederverwenden (Abschnitt 2.4.6), da er mit hochwertiger Dichtsuspension versetzt ist.

Müssen eine wasserreiche Suspension oder feststoffhaltiges Reinigungswasser, unter anderem aus der Suspensionsaufbereitungsanlage (Abschnitt 2.5.6.1) oder aus der Regenerationsanlage (Abschnitt 2.5.6.2), entsorgt werden, sollten sie zur Reduktion ihres Volumens zunächst weitgehend entwässert werden. Dies kann, nach vorheriger Zugabe von Flockungshilfsmitteln, in Absetzbecken erfolgen, was jedoch eine vergleichsweise lange Zeit benötigt. Bei ausreichenden Mengen können dazu auch technische Entwässerungsverfahren, zum Beispiel mit Filteranlagen aus der Schlammbehandlung, vorgesehen werden.

Müssen die anfallenden Aushubmassen oder Suspensionsrückstände abtransportiert werden, ist hierfür frühzeitig eine entsprechende Logistik mit ausreichenden Transportkapazitäten zu planen und vorzuhalten. Dabei ist zu beachten, daß die Transporte in der Regel über den öffentlichen Verkehrsraum geführt werden müssen und die Transportgefäße deshalb je nach der Art der Materialien beziehungsweise nach dem Grad ihrer Kontamination entsprechend ausgewählt werden.

Hinsichtlich der Entsorgung von Wässern ist zu klären, ob für belastete Wässer aus der Wandherstellung oder aus Reinigungsprozessen entsprechende Wasseraufbereitungsanlagen zu installieren sind und welche Qualität Wässer aufweisen müssen, um sie in die kommunale Entwässerung oder in einen Vorfluter ableiten beziehungsweise in das Grundwasser wieder-versickern zu können.

## 20 Lagerflächen

Bezug auf Abschnitte 2.1.3, 2.4.6 und 2.5.2 im Teil B des Handbuchs.

Bei der Herstellung von Dichtelementen mit der Schlitz- oder Schmalwandtechnik sind im Bereich der Baustelle genügend Lagerflächen vorzusehen. Einerseits sind die Ausgangsmaterialien für die Aufbereitung der Dichtsuspensionen und der Dichtmassen, in der Regel in Silos, auf der Baustelle zu lagern. Andererseits sind Lagerflächen für die möglicherweise anfallenden Aushubmassen sowie für weitere Baureststoffe vorzusehen.

Für den Fall, daß die bei der Herstellung einer Einphasenschlitzwand anfallenden Aushubmassen, die mit hochwertiger Dichtsuspension versetzt sind, später als Dichtmaterial für eine Oberflächenabdeckung verwendet werden sollen (Abschnitt 2.4.6), ist bei der Planung zu berücksichtigen, daß diese Massen vor ihrer Weiterverwendung über einen längeren Zeitraum von allgemein mehr als 120 Tagen zu lagern sind. Darüber hinaus sollten diese Aushubmassen während der Zwischenlagerung zugänglich sein, um eventuell notwendig werdende Arbeiten zu ihrer Aufbereitung und Homogenisierung durchführen zu können.

Es ist nicht auszuschließen, daß im Baustellenbereich auch Lagerflächen für Stoffe mit wassergefährdenden Eigenschaften vorgesehen werden müssen. Dies ist beispielsweise dann der Fall, wenn bei den Dichtwandarbeiten bereits vorhandene Kontaminationsfahnen im Untergrund durchörtert werden und die dabei anfallenden Aushubmassen bis zu ihrer endgültigen Entsorgung zwischengelagert werden müssen. Die dazu notwendigen Lagerflächen sind besonders herzurichten, um einen Kontakt der zu lagernden Stoffe mit Oberflächen- und Grundwasser weitgehend zu unterbinden. Die Basis solcher Lagerflächen kann zum Beispiel wannenförmig ausgebildet und durch eine verschweißte Kunststoffolie abgedeckt werden. Diese Vorgehensweise ist auch für die Abdichtung von Absetzbecken sinnvoll, die zum Beispiel zur Entwässerung von Suspensionen hergestellt werden. Als Oberflächenabdeckung sollten ebenfalls Kunststoffolien gewählt werden, um eine Versickerung von Niederschlagswasser im abgelagerten Material zu vermeiden. Zusätzlich sollte eine Drainage der Lagerflächen vorgesehen werden.

Sind für die Aufbereitung der Dichtsuspensionen beziehungsweise von Dichtmassen beim Zweiphasenverfahren (Abschnitt 2.1.3) Stoffe erforderlich, die als Einzelstoff in großen Mengen eine Beeinträchtigung der Wasserqualität hervorrufen könnten, sind ebenfalls besondere Maßnahmen für eine sichere Lagerung dieser Stoffe vorzusehen. In die Gruppe dieser Materialien können zum Beispiel die Dichtwandadditive gehören (Abschnitt 2.5.2). Die zugehörigen Behältnisse sollten auf Lagerflächen abgestellt werden, die durch eine wannenartige Ausbildung gesichert sind. Hierbei ist auch darauf zu achten, daß die Anlieferung solcher Stoffe und eventuell der Umschlag vom Transport- in das Lagergefäß entsprechend gesichert sind.

## 21 Baustellenräumung und Wiederherstellung des Geländes

Bezug auf Abschnitte 2.1.2, 2.3.5 und 3.6.2.2 im Teil B des Handbuchs.

Schon in der Planung einer Altlastensicherung mit Schlitz- oder Schmalwänden ist zu berücksichtigen, daß nach Abschluß der Arbeiten die Baustelle zu räumen und das Gelände im Sinne der geplanten späteren Nutzung wiederherzustellen beziehungsweise zu rekultivieren ist.

Zur Installation der Aufbereitungs- und Regenerationsanlagen sowie der Vorratsbehälter für die Dichtmassenkomponenten und weiterer zu lagernder Stoffe werden allgemein besondere Befestigungen der Bauflächen, zum Teil auch Fundamente für maschinentechnische Anlagen und Silos, erforderlich. Hier ist zu überprüfen, inwieweit solche baulichen Anlagen für die spätere Nutzung des Geländes ein Hindernis darstellen und im Rahmen der Baustellenräumung entfernt werden sollten.

Gleiches gilt auch für die auf dem Gelände zur Sicherstellung des Baustellenverkehrs hergestellten Verkehrsflächen sowie für das entlang der Dichtwandtrasse geschaffene und eventuell betonierte Arbeitsplanum.

Bei Schlitzwänden sollte geklärt sein, inwieweit beziehungsweise in welchen Bereichen die Leitwände (Abschnitt 2.1.2) nach Abschluß der Bauphase entfernt werden müssen. Dabei ist zu beachten, daß die Leitwände unter Umständen zunächst für eine bestimmte Zeit die seitliche Begrenzung eines Grabens bilden, aus dem die hydratisierenden Dichtmassenkomponenten am Dichtwandkopf mit Wasser versorgt werden (Abschnitt 2.3.5).

Gleichzeitig sollte überprüft werden, ob aus der geplanten späteren Nutzung des Areals mit Lasten, zum Beispiel im Bereich einer späteren Zufahrt, zu rechnen ist, die zu einer mechanischen Beanspruchung des Dichtwandkopfs führen (Abschnitt 3.6.2.2). Hier kann es eventuell erforderlich werden, nach Abschluß der eigentlichen Dichtwandarbeiten im Bereich des Dichtwandkopfs ein Lastverteilungspolster herzustellen, um für die spätere Nutzung dichtwandbeanspruchende Spannungsspitzen auf ein unbedenkliches Maß abzumindern.

Zur Rekultivierung der Altlast kann ein entsprechendes Oberflächenabdeckungssystem mit einer integrierten Rekultivierungsschicht vorgesehen werden. Der Anschluß der Dichtungsschicht der Oberflächenabdeckung zur Dichtwand ist so auszuführen, daß Niederschlagswasser vom eingekapselten Bereich ferngehalten und unter Umständen auch Gasemissionen unterbunden werden. Der Oberflächenbewuchs sollte bereits im Planungsstadium so ausgewählt werden, daß einerseits sowohl ökologische als auch landschaftsplanerische Aspekte berücksichtigt sind. Andererseits ist der Bewuchs so auf das System abzustimmen, daß die Dichtungsschicht nicht von Wurzelwerk durchdrungen wird und daß die Zugänglichkeit zum Beispiel zu Pegeln, Gasfackeln und weiteren Installationen erhalten bleibt.

# Teil B: Handbuch

## Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden

### 1 Allgemeines

Altlasten können je nach Art, Menge, Konzentration und Mobilität der vorhandenen Schadstoffe ein erhebliches Gefährdungspotential für die Umwelt darstellen. Durch Migration von Kontaminaten aus den Schadstoffvorkommen ist insbesondere das Grundwasser gefährdet. Neben der Emission über die flüssige Phase ist in manchen Fällen auch ein gasförmiger Schadstoffaustritt möglich.

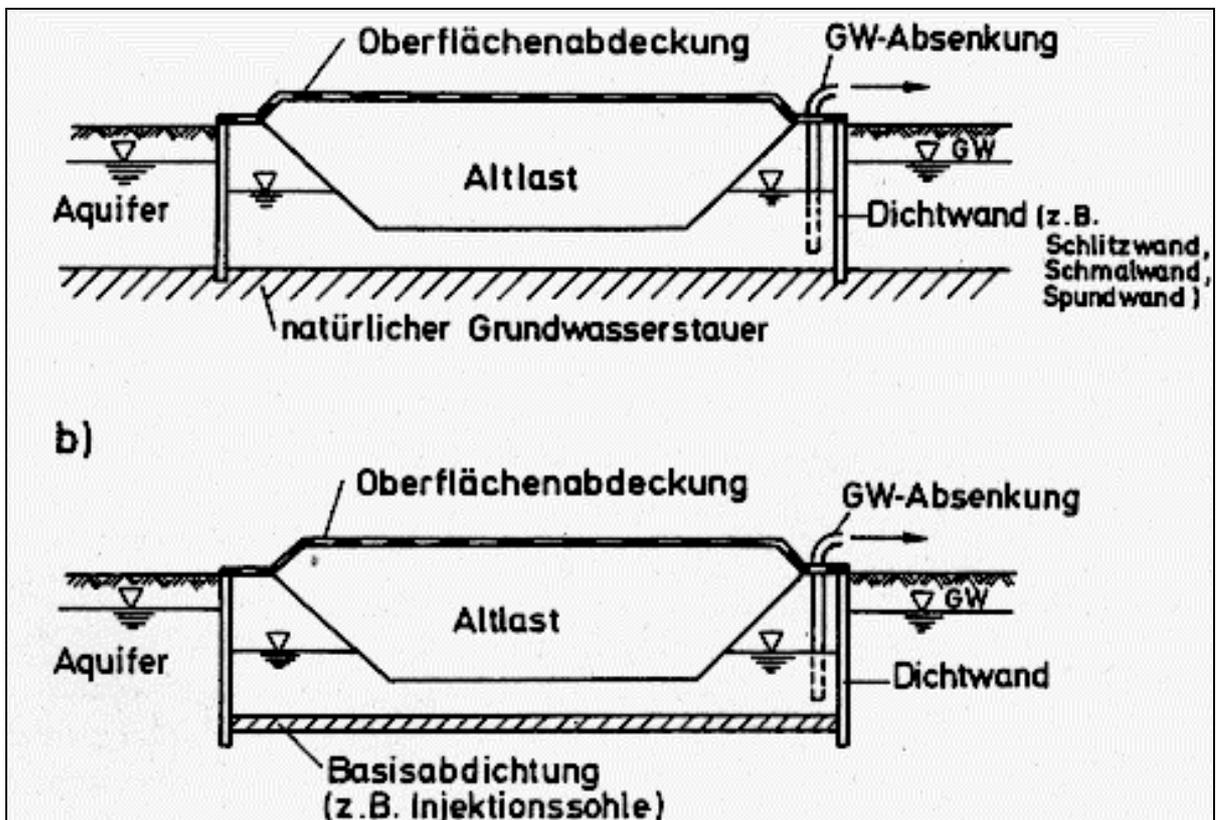
Zum Schutz der Bio- und Geosphäre gegen Schadstoffemissionen wird häufig zunächst an eine Dekontamination der Altlast gedacht. Eine Dekontamination des belasteten Bereichs, das heißt eine völlige Entfernung der Schadstoffe verbunden mit einer Wiederherstellung des ursprünglich unbelasteten Zustandes, läßt sich jedoch oftmals aus verschiedenen Gründen nicht durchführen. Vielfach stehen derzeit hierfür keine ausführungsfähigen technischen Lösungen zur Verfügung. Darüber hinaus ist eine Dekontamination mit einem vergleichsweise hohen finanziellen Aufwand verbunden. Es ist auch denkbar, daß von einer Dekontaminationsmaßnahme selbst eine so hohe Umweltgefährdung ausgeht, daß diese nicht durchführbar ist. Dies wird besonders deutlich am Beispiel der "Auskoffierung", einer baulichen Maßnahme, bei der die Schadensquelle ausgegraben und das kontaminierte Aushubmaterial entweder zu einer geordneten Deponie abgefahren und dort eingelagert oder durch geeignete on-site-Verfahren (z. B. Bodenwäsche) vor Ort gereinigt und anschließend wieder verfüllt wird. Die Auskoffierung wird häufig bei kleineren Altlasten oder Schadensfällen mit besonders hohen Anforderungen an die Dekontaminationsmaßnahme, z. B. in Wohn- oder Trinkwasserschutzgebieten, angestrebt. Ihre Durchführung scheitert jedoch in vielen Fällen an bautechnischen Problemen, aus Gründen des Arbeitsschutzes oder wegen des mit ihr verbundenen erheblichen finanziellen Aufwandes. Dies gilt insbesondere in solchen Fällen, in denen sich die Kontamination im Untergrund bereits großräumig ausgebreitet hat, die primäre Schadensquelle unterhalb von Gebäuden oder in großer Tiefe ansteht oder die chemischen Eigenschaften der Schadstoffe ein erhebliches sekundäres Gefährdungspotential bei den Aushubarbeiten, beim anschließenden Transport zu einer Deponie beziehungsweise bei der Durchführung von on-site-Verfahren darstellen.

Dieses sekundäre Gefährdungspotential kann problematischer werden als die Sicherung der primären Schadstoffquelle, bei der im Gegensatz zu der Dekontamination das Schadstoffpotential an Ort und Stelle verbleibt und eine Ausbreitung der Schadstoffe verhindert wird. Die Sicherung der Untergrundkontamination kann allgemein aus baulichen oder hydraulischen Maßnahmen sowie aus einer Kombination beider Maßnahmen bestehen. Während sich die hydraulischen Maßnahmen insbesondere bei ausgedehnten Grundwasserkontaminationen bewährt haben, bleibt der Einsatz von baulichen Elementen wie Dichtwänden, Sohldichtungen

und Oberflächenabdeckungen aus ökonomischen Überlegungen zumeist auf den unmittelbaren Nahbereich der Schadensquelle beschränkt.

Die Schadstoffeinkapselung als bauliche Sicherungsmaßnahme wird heute in der Bundesrepublik Deutschland und in den USA als effektivste Sicherungsmaßnahme für Standorte mit relativ hohem Gefährdungspotential angesehen. Die Einkapselungstechniken umfassen dabei alle Verfahren, die zu einer Abschirmung der Schadensquelle gegenüber den ausgewiesenen Schutzgütern führen (JESSBERGER et al. 1989).

In Abb. 1.1 ist die Einkapselung einer Kontamination im Untergrund schematisch dargestellt. Die unterirdische Abschirmung besteht aus den vertikalen Dichtwänden, die in einen natürlichen Grundwasserstauer oder in eine künstlich hergestellte Dichtungssohle als Basisabdichtung einbinden. Diese Untergrundabdichtung soll den Abfluß von kontaminierten Sickerwässern und Schadstoffen aus dem belasteten Bereich verhindern. Eine zusätzliche Oberflächenabdeckung dient zum Schutz vor Wassereintrag durch Niederschläge und zur Vermeidung unkontrollierter Gasemissionen.



**Abb. 1.1 Einkapselung bei a natürlicher oder b künstlicher Dichtungssohle im Zusammenwirken mit lotrechten Dichtwänden**

Die Einkapselung kann durch hydraulische Maßnahmen unterstützt werden, die meistens in der ständigen Absenkung des Wasserspiegels innerhalb der Abschirmung gegenüber dem äußeren Grundwasserniveau bestehen. Die von außen nach innen gerichtete Inversionsströmung soll dabei verhindern, daß belastete Sickerwässer, insbesondere auch im Bereich möglicher Fehlstellen der Umschließung, nach außen in den Grundwasserleiter austreten. Das abgepumpte Wasser ist im allgemeinen einer Sickerwasseraufbereitung zuzuführen.

Aus dem konventionellen Grundbau sind zahlreiche Verfahren zur Abdichtung des Untergrundes gegen Wasser, z. B. im Talsperrenbau, zur Trockenhaltung von Baugruben usw., bekannt und bereits erfolgreich eingesetzt worden. Nicht alle im Grundbau eingesetzten Untergrundabdichtungsverfahren eignen sich jedoch ohne weiteres auch für die Einkapselung von Altlasten. Hier gelten strengere Maßstäbe als z. B. für Grundwasserhaltungsmaßnahmen, insbesondere in bezug auf die hydraulische Wirksamkeit und die Beständigkeit.

An die Herstellungsverfahren für Dichtwände zur Sicherung von Altlasten sowie an die eingebauten Suspensionen bzw. Dichtmassen werden die folgenden wesentlichen Anforderungen gestellt:

- Geringe Wahrscheinlichkeit von Imperfektionen der Wand infolge von Herstellungsmängeln sowohl im Dichtungselement selbst als auch in der gegenseitigen Verbindung der einzelnen Dichtungselemente,
- Eignung des Herstellungsverfahrens auch bei unerwarteten Inhomogenitäten der Grundverhältnisse,
- Kontrollierbarkeit der Einbindung der Dichtwand in die Basisabdichtung,
- ausreichende hydraulische Wirksamkeit der Wand in ihrem Einbindebereich in die Basisabdichtung,
- Kontrollierbarkeit und Reparierbarkeit der Wand,
- möglichst kleine Durchlässigkeit gegenüber Wasser und Schadstofflösungen,
- Schadstoffresistenz und
- Beständigkeit.

Einen allgemeinen Überblick derzeit verfügbarer Verfahrenstechniken zur Herstellung vertikaler Dichtungssysteme mit Hinweisen zu erreichbaren Tiefen, zu Kontrollmöglichkeiten, zu Erfahrungen über die Beständigkeit sowie zum mittleren Kostenniveau enthält Tabelle 1.1. Wie aus den Bewertungshinweisen der Tabelle 1.1 hervorgeht, sind sämtliche vertikalen Dichtungssysteme durch ihr jeweiliges Herstellungsverfahren sowie durch die Eigenschaften der eingesetzten Dichtungsmaterialien geprägt. Der optimale Verfahrenseinsatz hängt jeweils von den Gegebenheiten des Einzelfalles ab. Dabei ist zu beachten, daß einige der in Tabelle 1.1 genannten Verfahren (z. B. Injektionen, Jet-Grouting-Verfahren, gerammte Schlitzwand) für den Fall der Einkapselung noch wenig erprobt sind beziehungsweise sich noch im Entwicklungsstadium befinden.

Alle genannten vertikalen Dichtsysteme sind naturgemäß auch bei einwandfreier Ausführung nicht vollkommen dicht, sondern verfügen über eine gewisse unvermeidbare Restdurchlässigkeit, die je nach Dichtungssystem durch das Herstellungsverfahren oder durch die Dichtmasse bedingt sein kann. Als oberer Grenzwert für die Durchlässigkeit  $k$  des gesamten bautechnisch erstellten Sicherungssystems wird derzeit im allgemeinen eine Größenordnung von  $10^{-8}$  m/s bis  $10^{-9}$  m/s angegeben. In Einzelfällen wurden bereits auch geringere Systemdurchlässigkeiten nachgewiesen.

Leckagen können insbesondere verursacht werden durch Fugen zwischen benachbarten Dichtungselementen, eine mangelhafte Einbindung in die Basisabdichtung oder bis zum Aquifer durchlaufende Klüfte, Sandlinsen oder -schichten an der Unterkante des Dichtungssystems. Einen Überblick über solche möglichen Leckagen im Anschlußbereich benachbarter

Dichtungselemente und im Einbindebereich des Dichtungssystems, die durch die üblichen Herstellungskontrollen im allgemeinen nicht erfaßt werden können, gibt Tabelle 1.2.

Die Wahl eines optimalen Herstellungsverfahrens hängt von den vor Ort anzutreffenden Gegebenheiten ab. Für die Herstellung von Dichtwänden zur Sicherung von Altlasten haben sich in den letzten Jahren im wesentlichen die Bauverfahren mit Flüssigkeitsstützung durchgesetzt (HEITFELD 1989, MESECK & KNÜPFER 1989). Auch vom Arbeitskreis "Geotechnik der Depo-nien und Altlasten" - GDA (GDA 1993) werden zur Herstellung vertikaler Dichtwände haupt-sächlich die Schlitz- und Schmalwandtechniken mit Suspensionsstützung empfohlen. Diese Wandtypen sind Gegenstand des vorliegenden Berichtes und deshalb in den Tabellen 1.1 und 1.2 besonders hervorgehoben.

Tabelle 1.1 Überblick über die bislang bekannten vertikalen Dichtsysteme

Verfahren	Baustoffe	Breite der Wand m	bislang größte erreichbare Tiefe m	Kontrollmöglichkeit		Herstellbarkeit bei Hindernissen (z. B. Steh- blöcke)	Lebens- dauer 50 Jahre	chem. Bestän- digkeit	mittlere Kosten in DM je m <sup>2</sup> Dicht- wand bei einschalliger Ausführung <sup>m</sup>
				auf Einhaltung der geforderten Einbindetiefe	während der Her- stellung insbesondere auf Leckagen				
Spundwände	Stahl	0,01 - 0,02	1,5 - 20	-	-	-	0 <sup>k</sup>	0	200,- + 300,-
Bohrpfahlwände	Beton, Dichtwandsuspensionen <sup>b</sup>	0,6 - 1,5	2,5 - 30 <sup>h</sup>	+	0	0	+	+	400,- + 450,-
Schmalwände	Dichtwandsuspensionen <sup>b</sup>	0,05 - 0,20	1,5 - 20	-	0	-	+	+	80,- + 110,-
Schlitzwände Zweiphasensystem	Beton, Schlitzwandsuspensionen <sup>b</sup> , neue Entwicklungen <sup>c</sup>	0,4 - 1,5	bis 50	+	+	+	+	+	400,- + 600,-
Schlitzwände Einphasensystem	Schlitzwandsuspensionen <sup>b</sup> , Einsatz neuer Additive <sup>c</sup> und neuer Bindemittel <sup>e</sup>	0,4 - 1,5	20 - 30	+	+	+	+	+	200,- + 300,-
Geramite Schlitzwand <sup>a</sup>	Beton, Erbton	0,4	8 - 10	-	0	0	+	+	200,- + 300,-
Kombinationsdich- tungen mit Folie	Schlitzwandsuspensionen <sup>b</sup> in Kombination mit HDPE-Folien	Folie ca. 0,002, Dichtwand 0,5 - 1,0	20 - 25 <sup>l</sup>	+	0	0	?	+	250,- + 350,-
Injektionsdichtungen	Stabilisierte HoZ- Suspensionen, Dicht- Injektionsmassen, chem. Lösungen, neue Entwicklungen	1,0 bis beliebig <sup>g</sup>	> 100	0	0	+	+	+	350,- + 450,-
Jet-Grouting- Verfahren	Dichtwandsuspensionen <sup>b</sup>	1,0 bis beliebig <sup>g</sup>	20 - 30 <sup>l</sup>	0	0	0	+	+	450,- + 600,-

Gegenstand des vorliegenden Berichtes

Nach bisherigen Erfahrungen:

- + durchführbar
- 0 begrenzt durchführbar
- nicht durchführbar
- + vorhanden
- 0 begrenzt vorhanden
- ? unbekannt

a) Nur ein Anwendungsfall (DAMP-Kippa, Hamburg) bekannt (KNAAPP 1987)

b) Zemente (HoZ), spezielle Dichtwandbindemittel, Tone/Bentonite, Zuschläge, Wasser.

c) Zementlose DYNAMACOUR-Dichtmassen (HASS 1987), derzeit in Erprobung

d) DYNAMACOUR DWK-C-Additive (HOLs AG, Troisdorf) (HASS 1987)

e) Bindemittel Solidur (DYCKEBUOFF AG 1987)

f) Schwefelresistente Injektionsmittel (MÖLLER-KIRCHENRAUER et al. 1983, HASS 1984, HASS 1987), derzeit in Erprobung, Feinstbindemittel.

g) Bei entsprechender Eignung des Untergrundes sind große Mächtigkeiten der Dichtelemente mittels mehrerer Reihen von Injektions- bzw. Jet-Bohrungen erzielbar.

h) Das Bohrfahrverfahren an sich erlaubt größere Tiefen. Ab ca. 15 m nimmt jedoch die Gefahr der Fugenklebung sehr zu, da hierzu bereits geringe Lotabweichungen ausreichen.

i) Erreichbare Tiefe des Jet-Grouting ist je nach Verfahrensvariante sehr stark abhängig vom Grundwasserniveau unter Bohranfangspunkt, d. h. vom wirksamen hydrostatischen Überdruck.

j) Bislang probeweise erzielte Tiefen 20 - 25 m. Größere Tiefen erscheinen erreichbar.

k) Nur unter Verwendung schwerer Spundwandprofile.

l) In Erprobung

m) Kosten Stand 1989. Die genannten Kosten enthalten nicht den Aufwand für die Entsorgung von gegebenenfalls kontaminiertem Aushubmaterial.

Tabelle 1.1 Überblick über die bislang bekannten vertikalen Dichtsysteme

Verfahren	Durch übliche Herstellungskontrollen nicht feststellbare Leckageursachen	
	im Anschlußbereich benachbarter Dichtungselemente	im Einbindebereich der Dichtungselemente (Fußbereich)
Spundwände	"Schloßsprengung", Aufrollen von Spundbohlen beim Antreffen von Hindernissen	fehlende Anbindung an Basisabdichtung; durchhaltende Sandlinsen am Spundwandfuß
Bohrpfahlwände	bei Vertikalitätsmessungen und Nachweis der Überschnitte theoretisch nicht vorhanden	bei kontinuierlicher Beobachtung des Bodenaushubs theoretisch nicht vorhanden
Schmalwände	bei Vertikalitätsmessungen und Nachweis der Überschnitte theoretisch nicht vorhanden	fehlende Anbindung an Basisabdichtung; durchhaltende Sandlinse am Schmalwandfuß, ausreichende geotechnische Bewertung erforderlich
Schlitzwände Zweiphasensystem	Einschlüsse von Sandnestern durch "Sandregen" oder von Stützsuspension im Fugenbereich	bei kontinuierlicher Beobachtung des Bodenaushubs theoretisch nicht vorhanden
Schlitzwände Einphasensystem	bei Vertikalitätsmessungen und Nachweis der Überschnitte theoretisch nicht vorhanden	bei kontinuierlicher Beobachtung des Bodenaushubs theoretisch nicht vorhanden
Geramnte Schlitzwände	"Schloßsprengung" durch Sand- und Bodeneintrieb zwischen benachbarten Kasten-elementen	fehlende Anbindung an Basisabdichtung; durchhaltende Sandlinse am Dichtwandfuß; Verschleppen grobkörniger Überlagerungs-böden am Fuß der Kastenelemente bis in Basisabdichtung mit der Folge von Umläu-figkeiten
Kombinationsdichtungen mit Folie (Schlitzwand)	"Schloßsprengung" bei bestimmten Schloß-ausbildungen für Folie	bei kontinuierlicher Beobachtung des Bodenaushubs theoretisch nicht vorhanden
Injektionsdichtungen	fehlender Überschnitt zwischen einzelnen Injektionskubaturen, wenn Reichweite nicht ausreichend (Überprüfung durch Kontroll-bohrungen in Verbindung mit Wasserab-preßversuchen möglich; Nachinjektionen möglich)	bei ausreichender geotechnischer Bewertung und Probeentnahmen im Verlauf der Injektions-bohrungen im Bereich der Einbindung theore-tisch nicht vorhanden
Jet-Grouting-Verfahren	fehlender Überschnitt zwischen einzelnen Jet-Grouting-Elementen, wenn Reichweite nicht ausreichend; "Verschattung" des Jet-Grouting-Strahls durch Hindernisse, Reichweitenreduzie-rung bei übermäßigem hydrostatischen Überdruck	grobe Überprüfung des gefördert Bodens möglich

Gegenstand des vorliegenden Berichtes

Tabelle 1.2 Mögliche und durch übliche Herstellungskontrollen nicht feststellbare Leckageursachen verschiedener Dichtwandtechniken

## 2 Dichtwände

### 2.1 Dichtwände nach dem Schlitzwandverfahren

#### 2.1.1 Allgemeines

Bei den Schlitzwandverfahren wird ein allgemein etwa 60 cm bis 100 cm breiter Graben ausgehoben, der während der Aushubphase zur Stützung der Grabenwände mit einer Suspension gefüllt ist.

Bei der klassischen Schlitzwand, die in Europa um 1950 aus der Bohrfahltechnologie heraus entwickelt wurde, wird die Stützsuspension nach Erreichen der Endtiefe durch bewehrten Beton ersetzt. Für reine Dichtwände werden statt der bewehrten Betonfüllungen spezielle Dichtmassen eingesetzt, die vorrangig die geforderte Dichtungsfunktion erfüllen sollen.

Als Abdichtungselemente wurden Schlitzwände in der Anfangszeit zunächst nur gegen (nicht kontaminiertes) Wasser eingesetzt, wozu vergleichsweise einfache Suspensionen aus Natriumbentonit, Zement und Wasser genügten; die Einsatziefen reichten zunächst bis ca. 15 m. Seither wurden die Verfahrensweise sowie die Gerätetechnik ständig weiterentwickelt. Im Zusammenhang mit der Einkapselung von Altlasten konnten dadurch bereits Dichtungsschlitzwände bis über 50 m Tiefe mit Restdurchlässigkeiten in der Größenordnung von  $10^{-9}$  m/s ausgeführt werden.

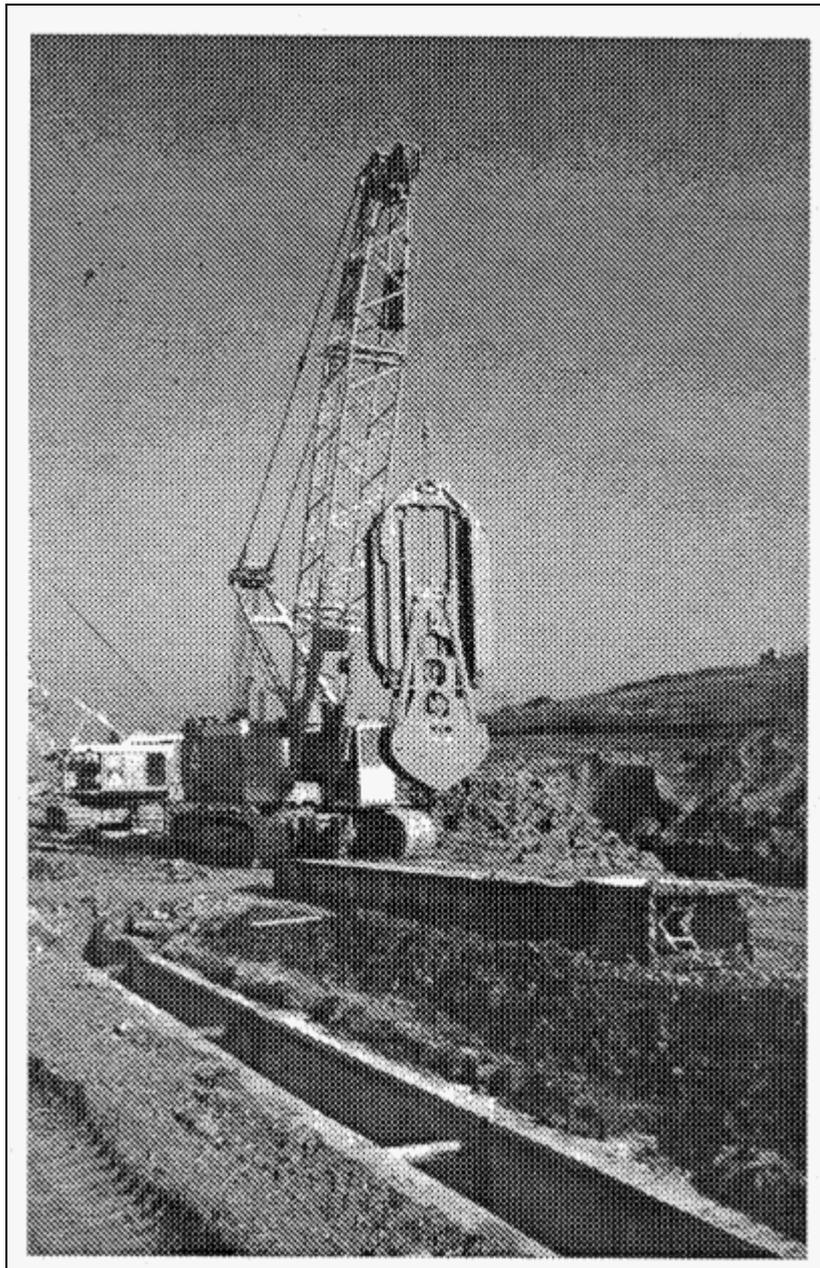
Bei der Herstellung von Dichtwänden nach der Schlitzwandbauweise wird im allgemeinen zwischen den beiden Varianten des Einphasen- und des Zweiphasenverfahrens unterschieden. Als Neuentwicklung kann die sogenannte "gerammte Schlitzwand" angesehen werden, bei der die Stützung der Grabenwände ähnlich wie bei einer verrohrten Bohrung von einem Hohlkörper übernommen wird. Weitere Entwicklungen sind modifizierte Verfahren (z. B. "mixed-in-place") sowie Kombinationswände (mit eingestellten zusätzlichen Dichtelementen wie Gla-selementen, Spundwänden oder Folien) oder Kombinationssysteme, bestehend aus Schlitzwänden und ergänzenden Komponenten nach den Verfahren der Injektionstechnik oder des Jet-Grouting.

#### 2.1.2 Aushubverfahren und -geräte

Vor dem eigentlichen Schlitzwandaushub werden im Verlauf der Dichtwandtrasse zunächst parallel zu den Längsseiten des auszuhebenden Schlitzes sogenannte Leitwände eingebaut, die als Führung für das Aushubwerkzeug dienen und die Seitenwände des Schlitzwandgrabens im Bereich der Geländeoberfläche gegen Einbruch sichern (Bild 2.1). Die Leitwände bestehen im allgemeinen aus Beton, selten aus Stahl oder Holz, und werden entweder vor Ort hergestellt oder als Fertigteile eingebaut. Die Tiefe der Leitwände liegt meist zwischen etwa 0,7 m und 1,5 m und richtet sich nach den zu erwartenden Betriebsschwankungen des Flüssigkeitsspiegels und nach erdstatischen Gesichtspunkten, wie z. B. nach der seitlich neben dem Schlitz

vorhandenen Belastung. Die Leitwände müssen standsicher sein und gegebenenfalls gegeneinander abgestützt werden.

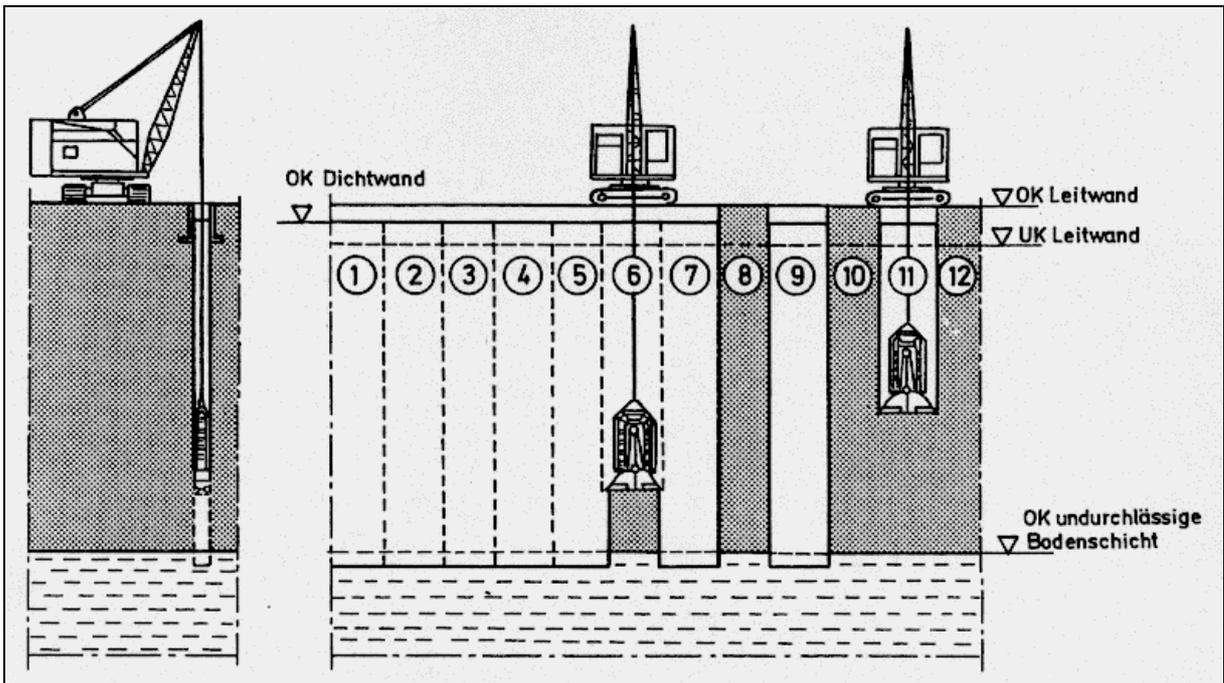
Die Herstellung von Dichtungsschlitzwänden erfolgt vorzugsweise im sogenannten Pilgerschritt-Verfahren (Abb. 2.1). Dazu wird die Schlitzwand in einzelne Fertigungsabschnitte (Lamellen) aufgeteilt, von denen zunächst nur jeder zweite Abschnitt (Abschnitte 1, 3, 5, 7, ... in Abb. 2.1) ausgehoben wird. Diese im ersten Arbeitsschritt hergestellten Lamellen werden allgemein als Primär- oder Vorläuferlamellen bezeichnet.



**Bild 2.1 Leitwand und Schlitzwandgreifer**

Nach Fertigstellung der Primär- beziehungsweise Vorläuferlamellen werden in gleicher Weise die dazwischenliegenden, zunächst noch nicht ausgehobenen Dichtwandabschnitte, die sogenannten Sekundär- beziehungsweise Nachläuferlamellen, hergestellt (Abschnitte 2, 4, 6, 8, ... in Abb. 2.1). Beim Aushub der Sekundärlamellen sollten die bereits ausreichend abgebunde-

nen Primärlamellen wegen der hohen abdichtungstechnischen Anforderungen an ihren Stirnseiten so weit angeschnitten werden, daß ein gesicherter Anschluß zwischen der Vorläufer- und der frischen Nachläuferlamelle entsteht. Die Vorläuferlamelle sollte dabei jedoch erst angeschnitten werden, wenn sie bereits ausreichend abgebunden ist und ein Verschleppen ihrer Substanz beim Überschnitt oder eine Instabilität der freiliegenden Stirnseite ausgeschlossen werden kann. In Sonderfällen werden zur stirnseitigen Begrenzung der Primärlamellen gegen das Erdreich Stahlrohre, sogenannte Abschalrohre, eingebaut, die nach Erreichen einer ausreichenden Eigenfestigkeit der Dichtmasse wieder gezogen werden. Der Anschluß der Nachläuferlamellen erfolgt hier ohne Überschnitt. Um das Ziehen des Abschalrohres nach ausreichendem Abbinden der Dichtmasse zu erleichtern, sollte es von Zeit zu Zeit durch leichte Drehbewegungen um die Längsachse von der Dichtwandmasse gelöst werden.



**Abb. 2.1 Aushub einer gegriffenen Schlitzwand im Pilgerschrittverfahren**

Die Länge der einzelnen Lamellen hängt zunächst von der Arbeitslänge des Aushubgerätes ab. Der mit der einfachen Arbeitslänge des Aushubgerätes hergestellte Schlitz wird häufig auch als "Schnitt" bezeichnet. Bei ausreichender Schlitzstabilität (Standicherheit des ausgehobenen und durch die Stützsuspension gesicherten Schlitzes gegen Einbruch der Grabenwände) setzt sich die Länge der einzelnen Lamellen häufig aus 3 und mehr solcher einzelnen Schnitte zusammen, die sich dann gegenseitig um etwa das Maß einer halben bis ganzen Schlitzbreite überlappen. Hierbei können unter Berücksichtigung aller statischen Erfordernisse Lamellenlängen bis über 12 m erreicht werden.

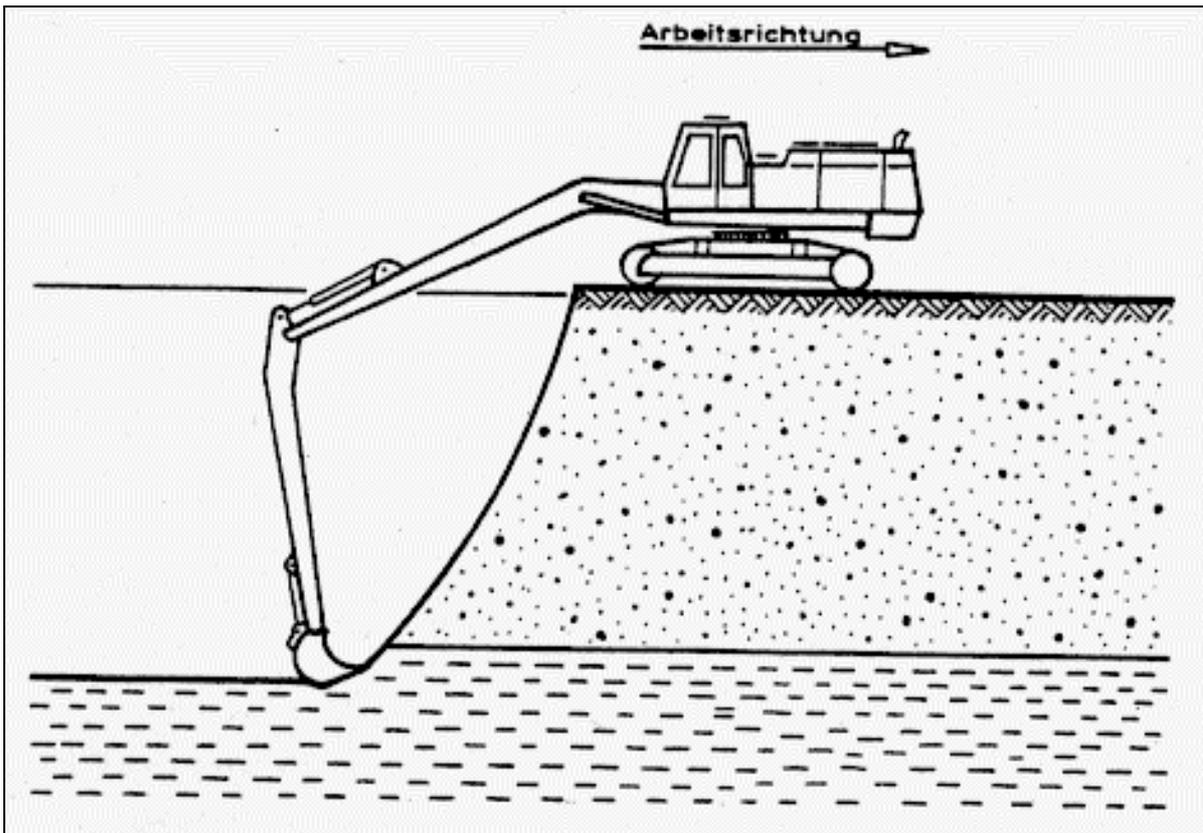
Im Vergleich zur alternierenden Herstellung im Pilgerschrittverfahren ist eine fortlaufende Herstellung der Lamellen "der Reihe nach" (Lamellenfolge 1, 2, 3, 4, ...) vergleichsweise selten und auf Sonderfälle beschränkt. Außerdem ist bis zu einer Dichtwandtiefe von etwa 12 m auch ein kontinuierlicher Aushub möglich.

Zum Aushub der Schlitzwände werden Seilgreifer, geführte Greifer oder Schlitzwandfräsen eingesetzt. Mit diesen Geräten wird der Boden fortlaufend gelöst und beim Greiferbetrieb intermittierend, bei der Schlitzwandfräse kontinuierlich nach oben gefördert.

Standardgeräte des Schlitzwandaushubs sind Seilgreifer mit Gewichten zwischen 50 kN und 250 kN (Bild 2.1). Die Ausführungstiefen reichen üblicherweise bis 50 m. Mit geführten Greifern können Ausführungstiefen bis zu 30 m erreicht werden. Beim Antreffen von härteren Einlagerungen, wie z. B. Tonsteinbänken, muß der Greifer allgemein gegen einen schweren Fallmeißel ausgewechselt werden (Bild 2.2). Bis zu einer Tiefe von etwa 12 m ist auch der Einsatz eines Tieflöffels möglich (Abb. 2.2).

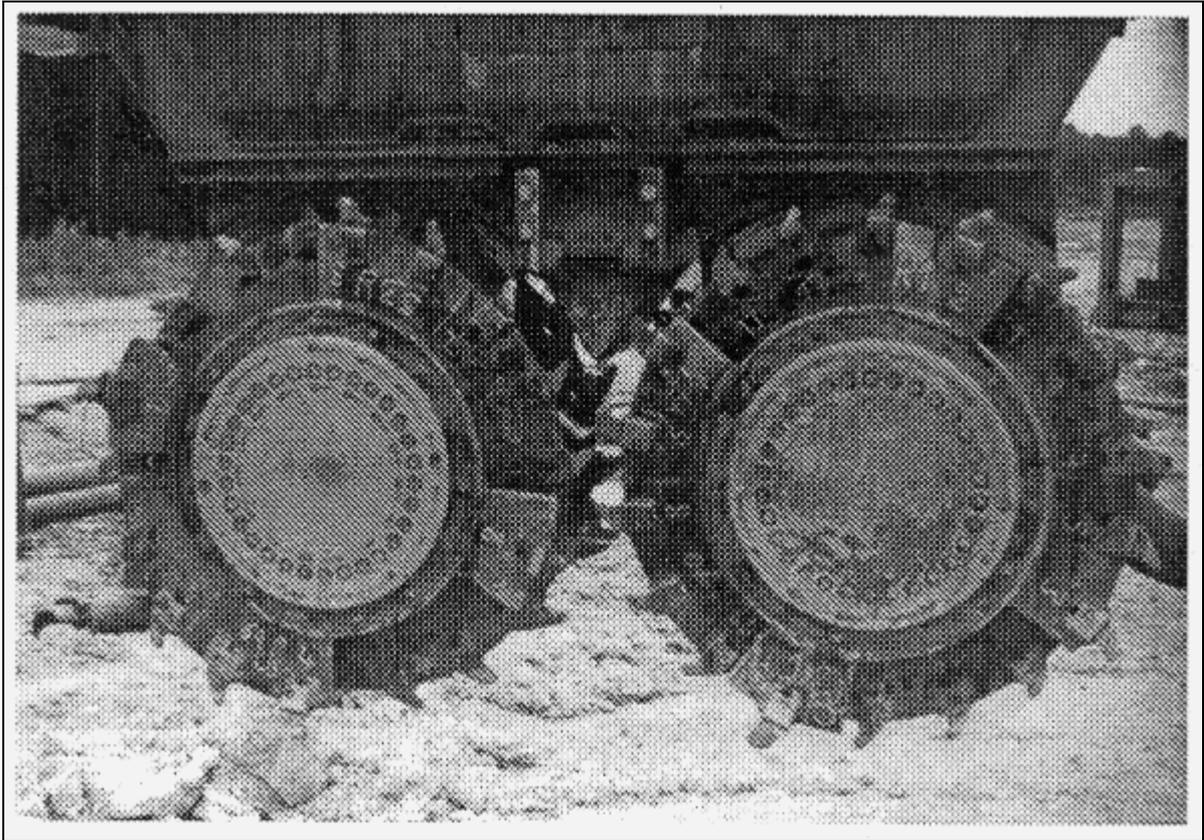


**Bild 2.2 Fallmeißel**



**Abb. 2.2 Kontinuierlicher Schlitzwandaushub mit dem Tieföffelbagger**

Bei der Schlitzwandfräse (Hydrofräse) wird das an der Schlitzsohle mit Schneidrädern (Bild 2.3) gelöste Bodenmaterial mit der Stützsuspension vermisch und einem Pumpensystem übergeben und innerhalb von Schlauch- beziehungsweise Rohrleitungen an die Geländeoberfläche gefördert (Abb. 2.3). Dort wird die Suspension in einer aus Sieben und eventuell Zyklonen bestehenden Regenerationsanlage ("Entsandungsanlage") von den aufgenommenen Bodenpartikeln gereinigt und dem Schlitz wieder zugeführt. Die Suspension ist somit Stütz- und Fördermittel zugleich. Für das Anfahren der Fräsenpumpe ist allgemein ein 3 m bis 4 m tiefer Voraushub erforderlich, der im Schutz der Leitwände konventionell mit einem Raupenbagger und Greifer erfolgt.



**Bild 2.3 Fräskopf mit Schneidrädern**

Das Fräsverfahren hat gegenüber dem Greiferbetrieb einige ausführungstechnische Vorteile:

- Geringe vertikale Abweichung (von etwa 1 Promille bezogen auf die Wandhöhe),
- kontrollierbare und steuerbare vertikale Führung des Fräskopfes,
- gute Verzahnung durch angefräste Vorläuferlamellen im Überschneidbereich,
- Durchteufen auch von natürlich anstehenden harten oder unter dem Suspensionsdruck verfestigten Gesteinsschichten weitgehend möglich,
- große Tiefen auch über 50 m erreichbar und
- bei kontaminiertem Aushub kann das Bodenmaterial in einem geschlossenen System zur Endablagerung gefördert werden.

Nachteilig für das Fräsverfahren ist, daß bindige Böden nicht - wie beim Greiferbetrieb - in jedem Fall in größeren, kohäsiven Brocken, sondern zumindest teilweise in fein dispergierter Form gefördert werden. Diese bindigen Anteile sind in der Wiederaufbereitung nicht ohne weiteres aus der Stützsuspension als Fördermedium zu entfernen. Beim Durchfahren beispielsweise von Schluff und Ton kommt es dadurch zur allmählichen Andickung der Suspension, was wiederum zur verstärkten Feststoffaufnahme führt. Der im Vergleich zum Greiferbetrieb intensivere Kontakt des gelösten Bodens mit der Stützsuspension kann beim Fräsbetrieb auch zu einer stärkeren Einarbeitung von Schadstoffen beim Durchhörern kontaminierter Bereiche führen. Einer verstärkten Beladung der Suspension mit Feststoffen oder auch mit nachteilig wirkenden Schadstoffen kann mit einem vollständigen oder teilweisen Austausch begegnet werden.

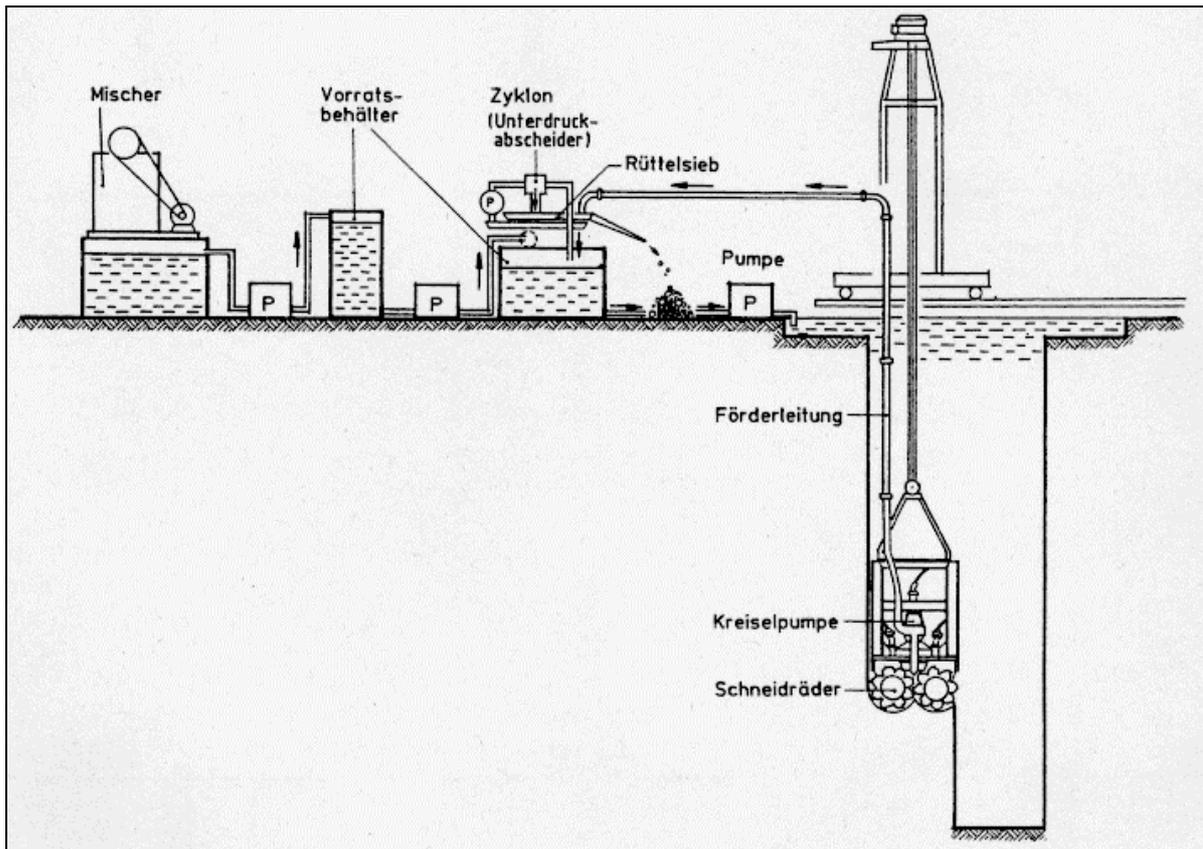


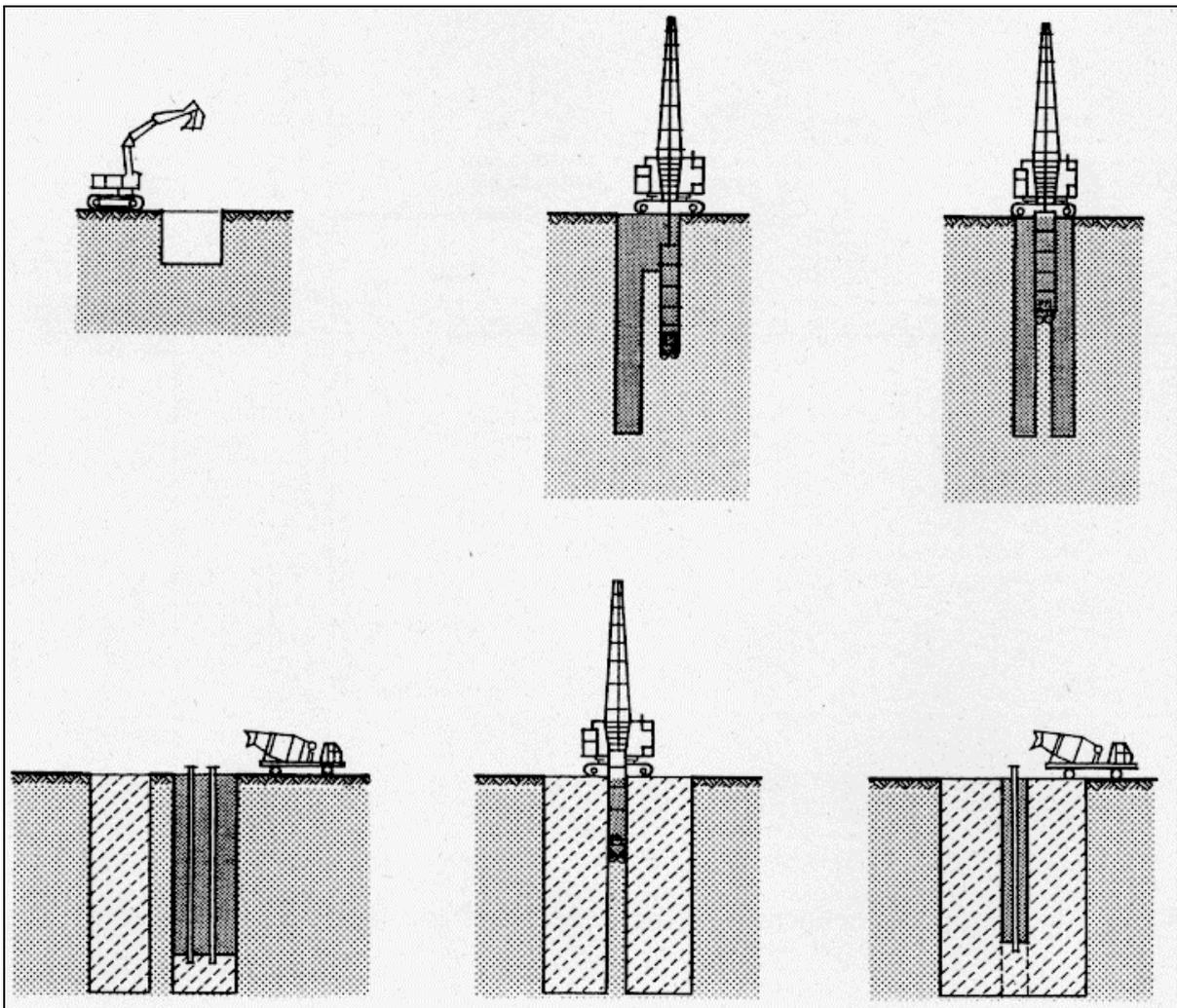
Abb. 2.3 Prinzip zur Funktionsweise von Schlitzwandfräsen und Regenerationsanlage

### 2.1.3 Zweiphasenverfahren

Das **Zweiphasenverfahren** entspricht der klassischen Vorgehensweise zur Herstellung von Schlitzwänden. Für statisch tragende Ortbeton-Schlitzwände, wie sie z. B. zur Sicherung von Geländesprüngen oder als Tiefgründungselemente eingesetzt werden, sind Ausführungshinweise in den DIN-Normen 4126/4127 festgelegt, die allgemein auch für Dichtwände herangezogen werden können

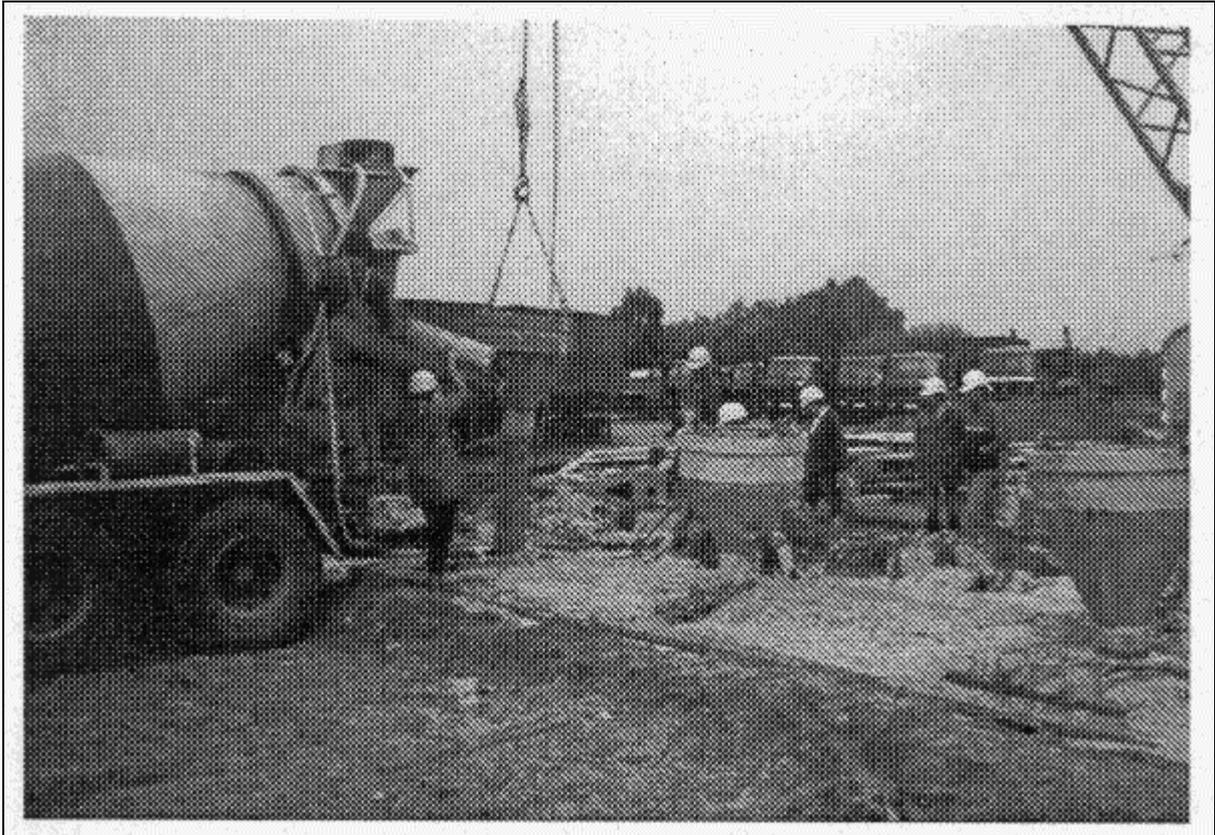
Beim Zweiphasenverfahren wird die Schlitzwand allgemein abschnittsweise im Pilgerschrittverfahren (Abschnitt 2.1.2) ausgehoben. Die Lamelle ist während der gesamten Aushubdauer zur Stützung der angeschnittenen Grabenwände zunächst mit einer Suspension aus Bentonit und Wasser (Primärsuspension) gefüllt. Nach Erreichen der Endtiefe wird die eigentliche Schlitzwandmasse ("Zweitmasse") bei gleichzeitiger Verdrängung der Stützsuspension eingebracht. Wegen des Einsatzes von zwei unterschiedlichen Massen, der Stützsuspension und der eigentlichen im Schlitz verbleibenden Zweitmasse, wird das Verfahren als Zweiphasenverfahren bezeichnet.

Die Vorgehensweise ist im einzelnen in Abb. 2.4 beispielhaft für den Aushub mit einer Schlitzwandfräse dargestellt.



**Abb. 2.4** Zweiphasenverfahren mit Einsatz einer Schlitzwandfräse

Zum Einbau der Zweitmasse in den zunächst beim Aushub mit der Stützsuspension verfüllten Schlitz wird im allgemeinen das Kontraktorverfahren eingesetzt (Abb. 2.4, Bild 2.4). Dazu werden Schütt- oder Pumprohre als Betonierrohre so tief in den Schlitz eingestellt, daß ihr Auslauf knapp über der Schlitzsohle liegt. Anschließend wird die Zweitmasse durch diese Betonierrohre in den Schlitz eingebracht. Um Inhomogenitäten durch Verunreinigungen der Zweitmasse mit Stützsuspension oder durch Entmischungen zu verhindern, darf die Zweitmassensäule beim Einbringen nicht abreißen und die stützende Flüssigkeit nicht in das Rohr eindringen. Dazu sollen die Rohre während des Zweitmasseneinbaus gemäß DIN 4126 mindestens so tief in die bereits eingebrachte Masse eintauchen, wie der vom jeweiligen Rohr zu versorgende Abschnitt des Schlitzwandelementes lang ist. Bei Schlitzwandelementen mit einer Länge größer als 6 m kommen mehrere Betonierrohre gleichzeitig zum Einsatz. Diese sind so zu beschicken, daß ein gleichmäßiges Ansteigen der Zweitmassenoberfläche sichergestellt ist. Anstelle der Betonierrohre können für den Massenaustausch auch sogenannte Rohrverteilungsharfen zum Einsatz kommen. Hierbei handelt es sich um einen Rahmen mit mehreren Austrittsöffnungen für die Zweitmasse, mit denen die Querverteilung über den Querschnitt des Dichtelementes sichergestellt werden kann. Der Einbau der Zweitmasse kann durch Förderpumpen unterstützt werden.



**Bild 2.4 Einbau der Zweitmasse mit Kontraktorverfahren**

Die beim Einbringen der Zweitmasse verdrängte Stützsuspension wird abgepumpt, an der Oberfläche regeneriert, das heißt von den beim Aushub aufgenommenen groben Bodenpartikeln gesäubert, und anschließend erneut eingesetzt. Mit der wiederholten Nutzung der Stützsuspension steigen die Konzentration der nicht mehr separierbaren Feinteile und damit auch die Wichte der Suspension an. Oberhalb einer Wichte von etwa  $12 \text{ kN/m}^3$  bis  $13 \text{ kN/m}^3$  besitzt die Suspension nicht mehr die zur Verarbeitbarkeit (Austauschbarkeit) erforderlichen rheologischen Eigenschaften und muß deshalb vor dem Austausch durch frische Stützsuspension ersetzt werden.

Beim Zweiphasenverfahren ist es möglich, Dichtmassen mit relativ hohem Feststoffgehalt einzubringen. Das Dichtwandmaterial beim Zweiphasenverfahren besteht in der Regel aus Bentonit, Tonmehl, Zement beziehungsweise hydraulischem Bindemittel, Gesteinsmehl sowie weiteren weitestgehend inerten Zuschlägen aus Sand und anderen Mineralstoffen. Das Dispersionsmittel ist Wasser. Der Feststoffgehalt für die Zweitmasse kann so hoch gewählt werden, wie es der Mischvorgang und die Technik des Einbringens zulassen. Die Grenzen der Verarbeitungsfähigkeit sind dabei nicht klar definiert und hängen von den speziellen Verfahrensweisen ab. Die Verarbeitungsfähigkeit der Zweitmasse kann noch als gegeben angesehen werden, wenn die Scherfestigkeit  $c_u$  der frischen Masse in einer Größenordnung unterhalb von etwa  $0,3 \text{ kN/m}^2$  bis  $0,4 \text{ kN/m}^2$  liegt. Mit solchen Rezepturen können Dichtmassendurchlässigkeiten, sogenannte Substanzdurchlässigkeiten, zwischen  $10^{-11} \text{ m/s}$  und  $10^{-12} \text{ m/s}$  erreicht werden.

## 2.1.4 Einphasenverfahren

Das **Einphasenverfahren** stellt eine Weiterentwicklung des Zweiphasenverfahrens dar und wurde zunächst zur Abdichtung gegenüber chemisch nicht belastetem Grundwasser entwickelt. Aufgrund von baubetrieblichen und wirtschaftlichen Vorteilen wird dieses Verfahren nach verschiedenen Entwicklungsschritten derzeit überwiegend auch zur Sicherung von Altlasten eingesetzt.

Beim Einphasenverfahren werden zunächst einzelne Schlitzwandlamellen in ähnlicher Weise und mit vergleichbaren Geräten wie beim Zweiphasenverfahren im Schutz einer Suspension ausgehoben. Diese Suspension verbleibt nach Erreichen der Endtiefe jedoch im Schlitz, wo sie anschließend abbindet und die langfristige Dichtfunktion übernimmt.

Dadurch steigen die Anforderungen an die eingesetzte Suspension, die einerseits während der gesamten Aushubphase eine ausreichende Verarbeitbarkeit (Fließfähigkeit) aufweisen muß, andererseits nach Aushubende soweit erstarren soll, daß sie die eigentlichen abdichtenden und gegebenenfalls gewisse statische Funktionen übernehmen kann. Die eingesetzten Dichtmassen bestehen vorwiegend aus Bentonit, Zement oder besonderen Dichtmassenbindemitteln, Wasser sowie evtl. aus Füllern und zusätzlichen Additiven. Während des Aushubs erfolgt je nach den durchörterten Untergrundschichten eine gelegentlich recht starke Einmischung von Bodenpartikeln.

Einphasenwände können im Pilgerschrittverfahren sowie auch fortlaufend "der Reihe nach" hergestellt werden. Konventionell erfolgt der Aushub mit dem Schlitzwandgreifer. Seit etwa zwei Jahren wird jedoch häufiger auch mit der Schlitzwandfräse gearbeitet (SEITZ & HASS 1993). Außerdem ist bis zu einer Tiefe von etwa 12 m eine kontinuierliche Herstellung mit einem Tieflöffel möglich (Abschnitt 2.1.2).

## 2.1.5 Vor- und Nachteile des Zwei- und Einphasenverfahrens allgemein

Das Zwei- und das Einphasenverfahren haben verfahrensbedingt jeweils spezifische Vor- und Nachteile, auf die hier zunächst nur kurz hingewiesen, in Abschnitt 2.3 dann ausführlicher eingegangen wird.

Als wesentlicher Vorteil des Zweiphasenverfahrens gilt, daß die Zweitmasse allein abdichtungstechnische Aufgaben zu erfüllen hat und speziell auf diese Aufgabe hin optimiert werden kann. Dadurch sind höhere Feststoffkonzentrationen in der Dichtmasse möglich als im Einphasensystem, und es können hohe chemische Resistenzen praktisch ohne Vorgabe besonderer rheologischer Bedingungen erreicht werden.

Baubetriebliche sowie wirtschaftliche Nachteile des Zweiphasenverfahrens entstehen im wesentlichen durch die Trennung der Schlitzwandarbeiten einerseits in die Aushubphase mit Primärsuspension und andererseits in die Einbauphase der Dichtmasse bei gleichzeitiger Verdrängung der Stützsuspension. Da sich die Primärsuspension und die eigentliche Dichtmasse hinsichtlich ihrer Zusammensetzung und Aufbereitung grundsätzlich unterscheiden, ist nämlich für jede der beiden Ausführungsphasen eine separate Aufbereitungseinrichtung und Be-

vorratung der einzelnen Mischungskomponenten erforderlich. Außerdem ist eine Regenerationsanlage für die im Umlauf wiederverwendete Primärsuspension einzurichten. Abdichtungstechnische Probleme können sich durch Sandnester zwischen Vor- und Nachläuferlamellen aufgrund des sogenannten Sandregenphänomens (Abschnitt 2.3.3) ergeben.

Im Gegensatz zum Zweiphasenverfahren reicht beim Einphasenverfahren eine Arbeitsphase für den Schlitzaushub und den Dichtmasseneinbau aus, was wirtschaftlich von Vorteil ist (Tabelle 1.1). Das Gemisch aus dem Aushubboden und der darin eingearbeiteten Suspension kann nach Zwischenlagerung und Aufbereitung als hochwertiges mineralisches Material für Sohldichtungen und Oberflächenabdeckungen verwendet werden (Abschnitt 2.4.6). Ein weiterer Vorteil liegt in der hohen Qualität der Überschnitte, da bei ausreichendem Anschnitt in die Vorläuferlamelle keine problematischen Sedimentations- beziehungsweise Umlagerungsvorgänge auftreten (Abschnitt 2.3.3).

Ein gewisser Nachteil des Einphasenverfahrens liegt in dem zum Teil hohen Suspensionsverlust (Abschnitt 2.3.4.7).

## 2.2 Dichtwände nach dem Schmalwandverfahren

### 2.2.1 Herstellungsverfahren

Die Schmalwandtechnik arbeitet nach dem Prinzip "Verdrängen des anstehenden Bodens und Einbau des Dichtmaterials". Hierfür werden Vortriebskörper - meist Breitflanschträger IPB 500 bis IPB 800, in Einzelfällen auch IPB 1.000 (Bild 2.5) - in den Boden gerammt oder gespült beziehungsweise vorzugsweise mit Vibrationsrammen in den Boden gerüttelt.

Der Einbau der Dichtmasse in den durch Verdrängung geschaffenen Hohlraum sowie in den verfüllbaren Porenraum des anstehenden Bodens erfolgt über Einpreßdüsen, die in einer Fußverstärkung im Stegbereich des Vortriebskörpers eingebaut sind. Dieser Verpreßvorgang erfolgt auf jeden Fall während des Ziehens, häufig bereits auch während des Einrüttelns des Vortriebskörpers. Zur Herstellung einer Dichtwand wird dieser Arbeitsgang mit einem gegenseitigen Überschnitt der einzelnen Fertigungsabschnitte, den sogenannten Stichen, von mindestens 10 % bis 50 % der Profilhöhe des Verdrängungskörpers kontinuierlich wiederholt (Abb. 2.5). Die Dicke der Schmalwand beträgt im Stegbereich des Verdrängungskörpers in der Regel 6 cm bis 8 cm.

Zur Beurteilung der wirtschaftlichen Ausführbarkeit von Schmaldichtwänden können die Ergebnisse von überschweren Rammsondierungen (üSRS 20) herangezogen werden. MARTIN et al. (1986) geben aufgrund umfangreicher Untersuchungen die in Tabelle 2.1 aufgeführten fünf Bereiche zur Beurteilung der Rüttelbarkeit in Abhängigkeit von der Schlagzahl  $n_{quer}$  pro Meter Eindringung an. Ab der Schlagzahl  $n_{quer} = 11$  ist die Mächtigkeit der jeweiligen Schicht in die Beurteilung einzubeziehen. Die maschinentechnische Ausstattung für die Wandherstellung und die Zusammensetzung der Dichtmasse können anhand dieser Rammuntersuchungen vorgewählt werden.

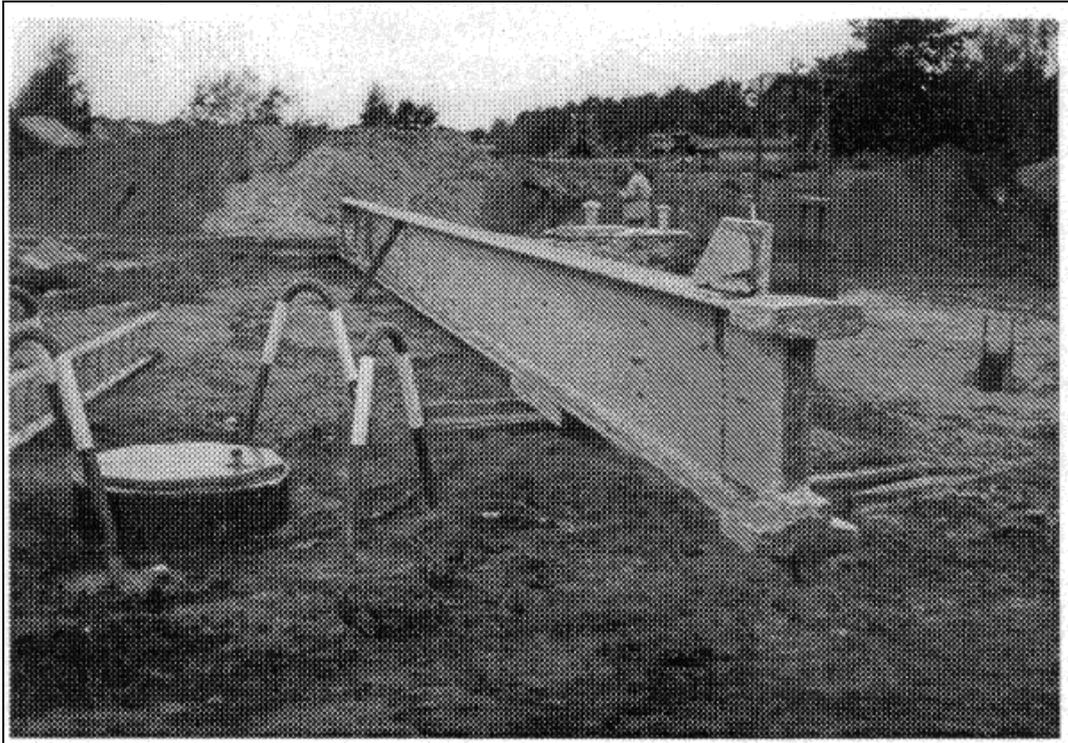


Bild 2.5 Verdrängungskörper zur Schmalwandherstellung

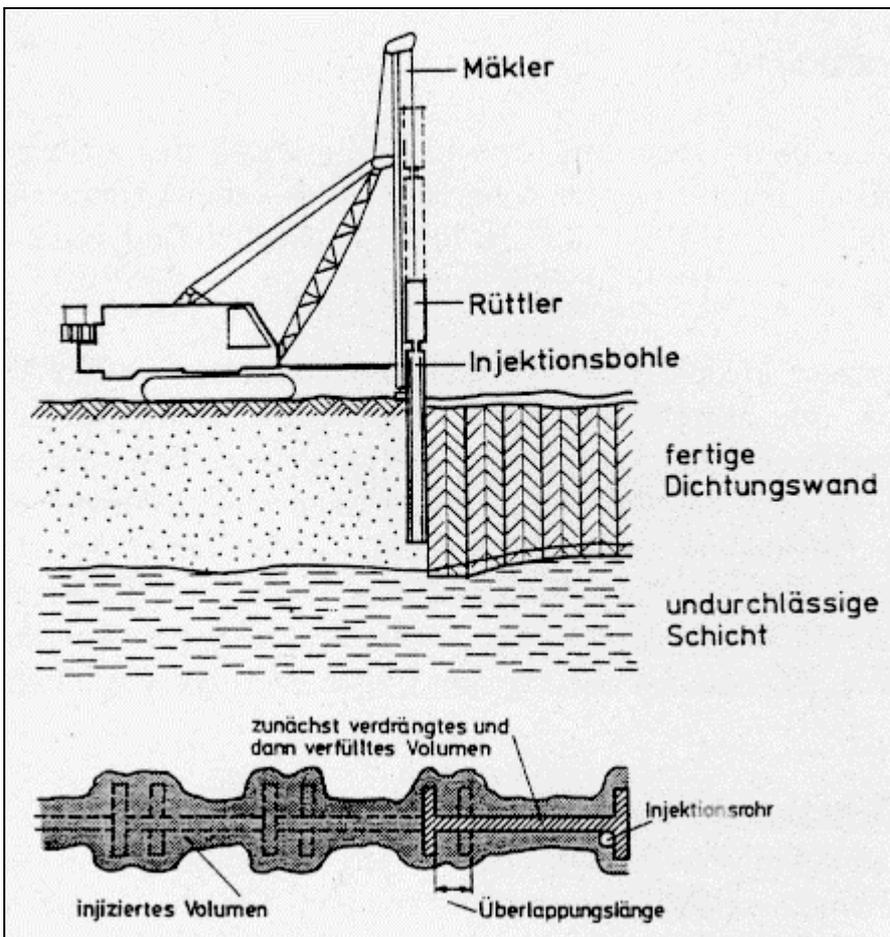


Abb. 2.5 Prinzip der Schmalwandherstellung

**Tabelle 2.1 Beurteilung der Rüttelbarkeit anhand der Ergebnisse von überschweren Rammsondierungen (MARTIN et al. 1986)**

Schlagzahl pro Meter Eindringung $n_{quer}$ in 1	Beurteilung der Rüttelbarkeit
1 bis 5	sehr gut rüttelbar, geringe Beanspruchung des Gesamtsystems
6 bis 10	gut bis mäßig rüttelbar
11 bis 14	schlecht rüttelbar $n_{quer} = 13$ als erste Grenze für den wirtschaftlich sinnvollen Einsatz des Verfahrens
15 bis 18	sehr schwer rüttelbar Rüttelzeiten von 2 min und mehr pro Meter Eindringung zu erwarten
> 18	deutliche Grenze der Anwendbarkeit des Verfahrens

Die im Schmalwandverfahren eingesetzten Suspensionen bestehen vorwiegend aus Bentonit, Zement, Füllern und Wasser. Verfahrensbedingt kann der Feststoffgehalt gegenüber dem Einphasenverfahren der Schlitzwandtechnik wesentlich höher eingestellt werden.

### 2.2.2 Vor- und Nachteile

Die Schmalwandtechnik zeichnet sich insbesondere durch relativ geringe Herstellungskosten infolge des schnellen Arbeitsfortschritts und des geringen Suspensionsbedarfs aus. Sind im Untergrund Hindernisse eingelagert beziehungsweise stehen schwer durchdringbare Schichten an, ist die Schmalwandtechnik zur Herstellung einer Dichtwand allerdings nur bedingt geeignet. Einzelne Hindernisse (z. B. Findlinge) mit bekannter Lage können jedoch aufgrund der Anpassungsfähigkeit der Technik umgangen werden. Durch die Verdrängung des Bodens fällt kein Aushub an. Darüber hinaus ist das Schmalwandverfahren wegen des vergleichsweise schnellen Einbaus wenig empfindlich gegenüber Hydratationsprozessen der Suspension.

Allerdings wird der Einsatzbereich der Schmalwand zur Sicherung von Altlasten durch bislang maximal erreichbare Tiefen von ca. 20 m, durch Schwierigkeiten bei der leckagenfreien Herstellung, durch die Forderung nach hindernisfreien Eintriebswegen sowie durch nicht in jedem Fall ausreichende Kontrollmöglichkeiten der erfolgreichen Einbindung in die Basisabdichtung eingeschränkt (GIERSCHIK et al. 1987, MESECK & KNÜPFER 1989, HEIL 1991).

Des Weiteren können ungünstige Schichtenabfolgen des Baugrundes zu Integritätsproblemen bei der Schmalwandherstellung führen (Abschnitte 2.3.4.6 und 2.3.6.2). Diesen Problemen kann jedoch teilweise mit einem zweiten Arbeitsgang nach teilweisem Abbinden der Suspension begegnet werden (EAU 1990, GDA 1993).

Häufig sieht die Planung von Schmalwänden die Einbindung in natürlich anstehende bindige Bodenschichten als Basisabdichtung vor. Wird das Raster der Erkundungsbohrungen zu groß angelegt, wie dies bei langen Linienbaustellen wegen des hohen Aufwands häufig der Fall ist, werden die sonst unmaßgeblichen unregelmäßigen Oberflächen der natürlich anstehenden Basisabdichtung nicht in jedem Fall erfaßt. Kriterium für das Erreichen der Basisabdichtung ist üblicherweise der erhöhte Energieaufwand für das Eintreiben der Vortriebskörper in diese Bodenschichten. Da diesem Kriterium allgemein vertraut wird, wird der Sicherheitszuschlag für die Rammtiefe kleingehalten (DONEL 1985). Dadurch können bereits relativ kleine Unebenheiten im Schichtenverlauf der Basisabdichtung für die Qualität der Schmalwandeinbindung in die Basisabdichtung erheblich an Bedeutung gewinnen, wenn nämlich das Kriterium eines erhöhten Energieaufwands, welches das Erreichen der vorher festgelegten Solltiefe anzeigt, an Aussagekraft verliert, weil in den Zonen nahe der Schmalwandeinbindung Hindernisse wie z. B. Steine oder aber Bodenschichten beziehungsweise -linsen mit ähnlich hohem Eindringwiderstand wie in der Basisabdichtung anstehen.

Wegen der erhöhten Anforderungen an die Qualität des Grundwasserschutzes führen Einkapselungen mit Schmalwänden im allgemeinen auf ein Kammersystem (Abschnitt 2.4.5) aus zwei parallel verlaufenden Schmalwänden, die abschnittsweise durch Querschotte verbunden werden (RADL & KIEFL 1987, HEIL & MÖLLER 1992). In den Kammern kann die hydraulische Wirksamkeit der Maßnahme kontrolliert und unterstützt werden. Allerdings werden die wirtschaftlichen Vorteile einer einschaligen Schmalwand durch diese zusätzlichen Maßnahmen teilweise wieder aufgehoben.

## **2.3 Besondere Aspekte und Ausführungshinweise**

### **2.3.1 Erreichbare Tiefen und Pseudoverfestigung**

Beim Schmalwandverfahren ist die ausführbare Wandtiefe bei vorhandener Rammpbarkeit des Bodens primär durch die Forderung nach einer ausreichenden Richtungsgenauigkeit sowie durch die maschinentechnische Ausrüstung vorgegeben.

Beim Schlitzwandverfahren ist die ausführbare Wandtiefe dagegen theoretisch zunächst nahezu unbegrenzt, sofern ein einwandfreier Aushub mit ausreichender Stützung der Grabenwände durch die Suspension möglich ist und eine ausreichende Richtungsgenauigkeit die Integrität der Wand gewährleistet. In der Praxis sind die erreichbaren Tiefen jedoch allgemein begrenzt, da einerseits durch die nach unten zunehmenden Abweichungen der Schlitzwandachse von der Vertikalen die Gefahr von Undichtigkeiten in den Kontaktflächen zwischen den einzelnen Schlitzwandlamellen erhöht wird. Ein Beispiel für gemessene Lotabweichungen beim Aushub einer Schlitzwand zeigt die folgende Abb. 2.6. Die Schlitzwandfräse und neuartige, besonders schwere und überdies steuerbare Greiferkonstruktionen erlauben eine Reduktion der Abweichungen.

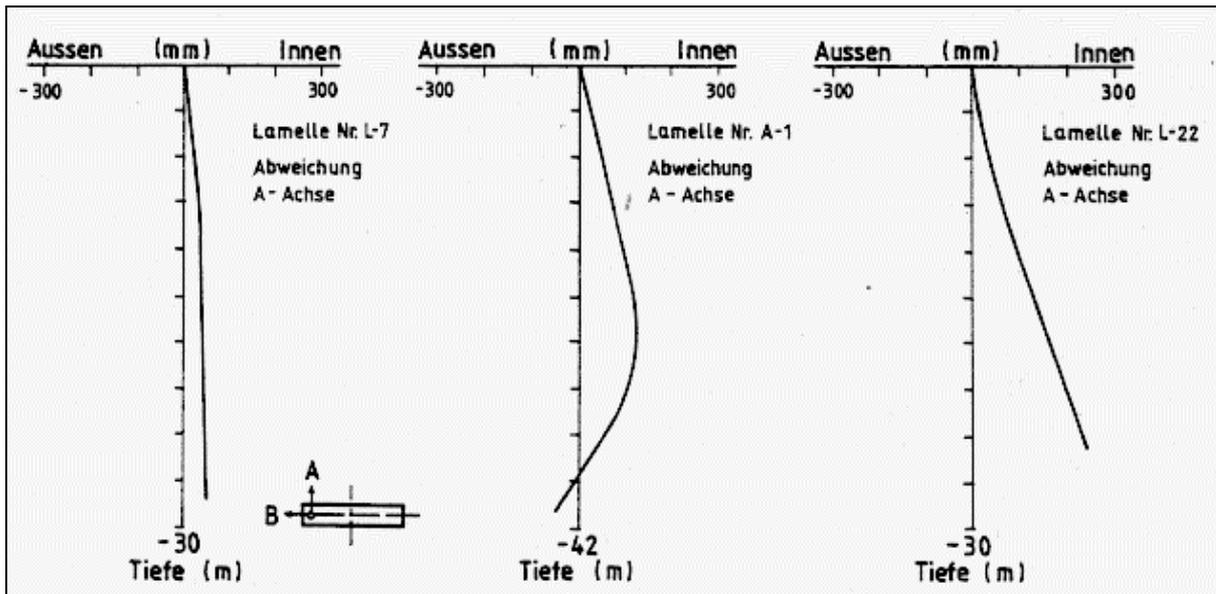


Abb. 2.6 Beispiele für die gemessenen Lotabweichungen bei gegriffenem Schlitzaushub

Andererseits wird die Ausführungstiefe häufig durch die Zunahme des auf die Sohle des Schlitzes wirkenden Suspensionsdruckes begrenzt. Die Zunahme hängt oberhalb des Grundwassers von der vorhandenen Suspensionswichte und unterhalb des Grundwassers von der zwischen Suspension und Wasser vorhandenen Wichtedifferenz ab. Bei kleinen Eindringtiefen der Suspension in den anstehenden Boden, wie sie insbesondere bei feinen Sanden auftreten, entwickelt sich an den angeschnittenen Grabenwänden und auf der Schlitzwandsohle ein "Membraneffekt" (Abschnitt 2.3.4.4), und der hydrostatische Suspensionsdruck wird praktisch in den obersten Kornlagen des durchörterten Bodens wirksam. In der Schlitzwandsohle kann der flächenhaft eingeleitete Suspensionsdruck nun zu so hohen und nach COULOMB-MOHR erklärbaren Scherfestigkeiten führen, daß z. B. ein Feinsand eine sandsteinartige Festigkeit erhält (Abb. 2.7). Beim Einsatz des Schlitzwandgreifers kann der Aushubbetrieb dadurch letztendlich zum Stillstand kommen. Dieser Gefahr soll im allgemeinen durch besonders schwere Aushubgeräte begegnet werden; so sind mittlerweile Geräte mit einem Gesamtgewicht von über 350 kN eingesetzt worden. Beim Fräseinsatz stellt eine solche Pseudoverfestigung verfahrensbedingt kein so großes Problem wie beim Greiferbetrieb dar.

Die Wichten der im Einphasensystem eingesetzten Rezepturen liegen zwischen etwa 11,5 kN/m<sup>3</sup> und 13 kN/m<sup>3</sup> und können infolge nicht sedimentierender Feststoffmischungen auf über 14 kN/m<sup>3</sup> ansteigen. Nach Baustellenerfahrungen ist hierfür z. B. in feinen Sanden bei einem 8 m unter Gelände liegenden Grundwasserstand ein Aushub ohne Meißeltätigkeit mit einem

120 kN-Greifer bis herab auf ca. 15 m, mit einem 200 kN-Greifer bis auf ca. 30 m und mit einem 350 kN-Greifer bis auf ca. 50 m Tiefe möglich.

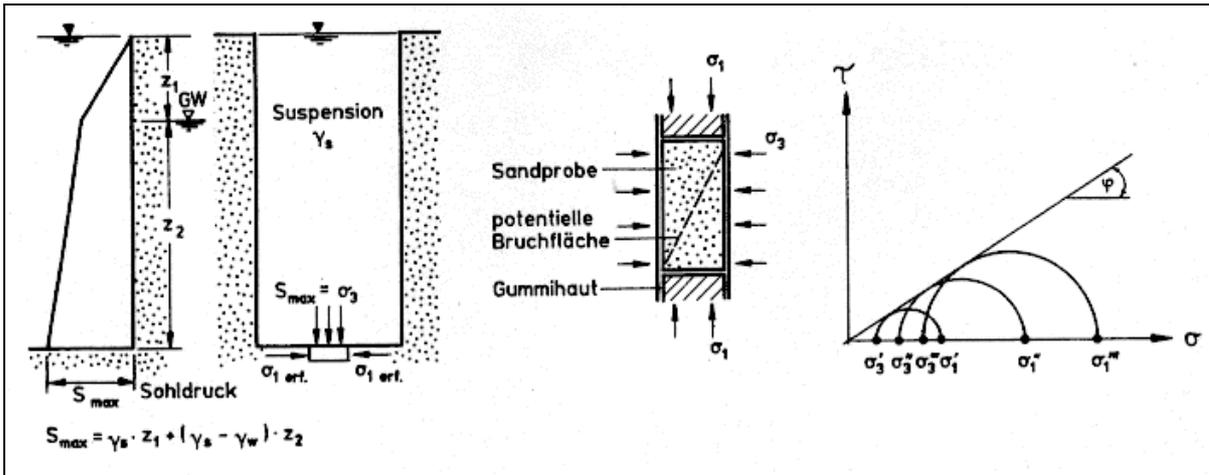


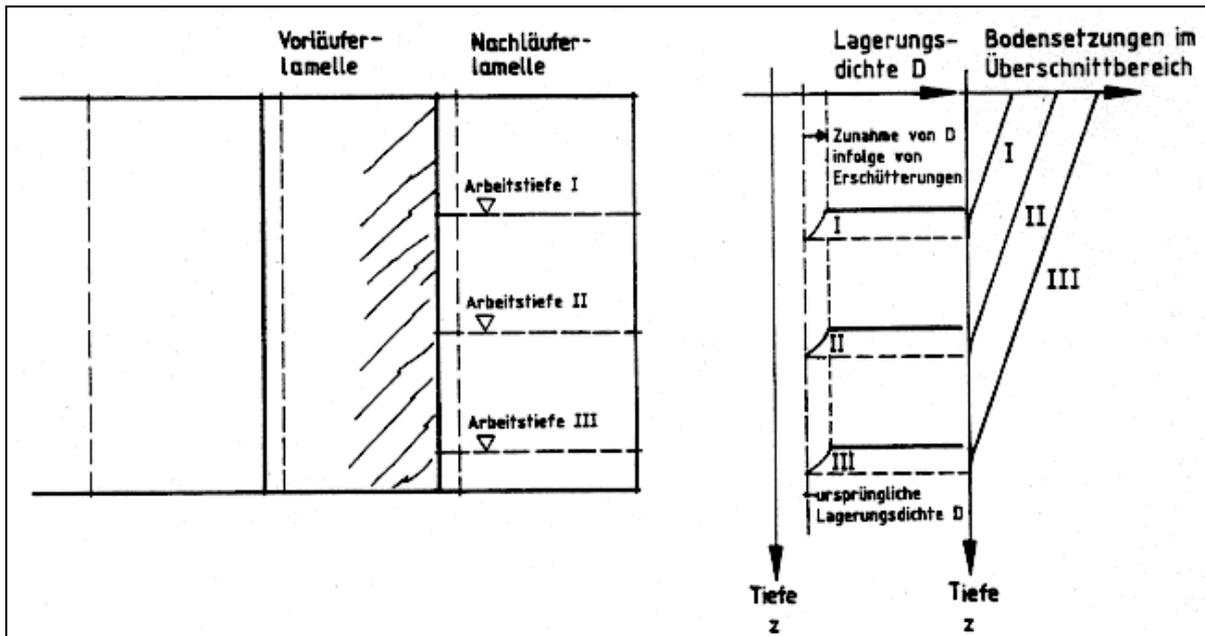
Abb. 2.7 Pseudoverfestigung der Schlitzsohle sowie Ermittlung der für den Bruch eines Bodenelementes erforderlichen Spannung  $\sigma_1$  in Orientierung zu den Randbedingungen eines dreiaxialen Scherversuchs

In Kiesen, bei denen sich wegen der vergleichsweise großen Suspensionseindringung praktisch kein Membraneffekt einstellt, sowie in wassergesättigten bindigen Böden, bei denen der wirksame Suspensionsdruck zunächst keine zusätzliche Scherfestigkeit bewirkt, vollzieht sich der Vorgang der Pseudoverfestigung weniger ausgeprägt als in Fein- und Mittelsanden oder gar nicht. Aus diesem Grunde sind in diesen beiden Fällen auch im Greiferbetrieb größere Tiefen erreichbar.

Pseudoverfestigungen der Schlitzwandsohle können mit zunehmender Feststoffbeladung und Wandtiefe zwar auch beim Zweiphasenverfahren den Aushub erschweren, sind wegen der geringeren Wichte der Stützsuspension jedoch nicht so ausgeprägt wie beim Einphasenverfahren. Bei der Schmalwandherstellung treten verfahrensbedingt keine Pseudoverfestigungen in der beschriebenen Weise auf.

### 2.3.2 Zerrungswelle

Je nach den Erschütterungen, die z. B. beim Aushub von Schlitzwandlamellen durch das meißelartige Lösen von pseudoverfestigtem Feinsand oder beim Durchhörtern von harten Tonsteinbänken mit dem Greifer entstehen, kann die Umgebung des in Arbeit befindlichen Fertigungsabschnittes eine mehr oder weniger starke Verdichtung erfahren. Die Verdichtung überträgt sich mit fortschreitender Arbeitstiefe auf die jeweiligen benachbarten Wandabschnitte und vermittelt diesen eine Zerrungswelle, die zu mehr oder weniger ausgeprägten Rissen führen kann (Abb. 2.8). Eine ähnliche Zerrungswelle entwickelt sich auch, wenn der bereits fertiggestellte Wandabschnitt aufgrund einer bereits fortgeschrittenen Abbindung im Überschneidungsbereich "angemeißelt" werden muß.



**Abb. 2.8** Schematische Darstellung der Entstehung einer Zerrungswelle mit ihrer Auswirkung auf bereits abgebundene Vorläuferlamellen

Die Erschütterungen durch Anschnitt der bereits fertigen Wandabschnitte lassen sich minimieren, wenn die sogenannten Überschnittzeiten unter Berücksichtigung der zeitlichen Festigkeitsentwicklung im Bereich von ca. 24 Stunden bis 48 Stunden nach Abschluß des vorhergehenden Wandabschnittes liegen. In dieser Zeitspanne ist der Abbindeprozeß des bereits fertiggestellten Wandabschnittes allgemein noch nicht so weit fortgeschritten, daß die Anbindung bereits ein meißelähnliches Arbeiten erfordert.

Es hat den Anschein, als ob die mechanischen Beanspruchungen im Überschnittbereich die Abdichtungswirkung des gesamten Dichtungssystems zumindest ansatzweise vermindert. Somit würde die Zerrungswelle eine teilweise Erklärung dafür liefern, daß die Systemdurchlässigkeiten des gesamten Dichtwandbauwerks erfahrungsgemäß stets erkennbar höher liegen als die Substanzdurchlässigkeiten der eingebauten und abgebundenen Dichtmassen.

Das Entstehen und die möglichen Auswirkungen einer "Zerrungswelle" auf die abdichtungstechnischen Eigenschaften von Dichtungsschlitzwänden sind prinzipiell sowohl bei der Schlitzwandherstellung im Ein- und Zweiphasenverfahren als auch bei der Schmalwandherstellung möglich. Zwischen dem Zweiphasenverfahren und dem Einphasenverfahren ist allerdings ein Unterschied dadurch möglich, daß die Pseudoverfestigungen und damit die Aushuberschwerenisse bei reinen Stützsuspensionen weniger ausgeprägt sind als bei den Suspensionen des Einphasenverfahrens (Abschnitt 2.3.1).

### 2.3.3 Qualität der Lamellenverbindung und Sandregenphänomen

Die wesentliche Ursache von Integritätsproblemen im Überschneidungsbereich benachbarter Schlitzwandlamellen des Zweiphasenverfahrens sind die gegenseitigen Abhängigkeiten zwischen der anfänglichen Bentonitkonzentration der Stützflüssigkeit, der mit zunehmender Tiefe wachsenden Feststoffbeladung der Suspension und der Sedimentation der eingearbeiteten Feststoffpartikel vor und während des Einbringens der Dichtmasse.

Wesentliches Kriterium für die Festlegung des Bentonitgehaltes in der Stützsuspension ist die innere Standsicherheit, die gemäß DIN 4126 nachgewiesen werden muß, damit die Stabilität der angeschnittenen Grabenwände nicht durch Abgleiten oder Ausbrechen von Einzelkörnern oder Korngruppen gefährdet ist (Abschnitt 3.6.1.3). In der Praxis wird der Bentonitgehalt aus einem verständlichen Sicherheitsbedürfnis meistens über dem standsicherheitstechnisch erforderlichen Maß gewählt. Ein hoher Bentonitgehalt kann nun insbesondere bei tiefen Schlitzwänden zu Problemen führen. Je höher nämlich der anfängliche Bentonitgehalt der Suspension ist, um so stärker lädt sie sich - insbesondere beim Durchfahren von Fein- und Mittelsanden - mit Bodenpartikeln auf. Die Korndurchmesser sowie die Konzentrationen der von der Suspension "getragenen" Partikel steigen mit der vom Bentonitgehalt abhängigen Fließgrenze  $\tau_{0F}$  der Suspension (Abschnitt 3.4.5.2) an. Wesentlich ist, daß während des fortschreitenden Aushubes auch gröbere Partikel in die bewegte Suspension eingemischt werden, die später nach Aushubende in der nicht mehr bewegten Suspension sedimentieren (Abb. 2.9 und 2.10). Diese Partikel, die von der Suspension im Ruhezustand nicht mehr "getragen" werden, werden allgemein als "Überkorn" bezeichnet.

Die dargestellten Zusammenhänge haben nun zwei verschiedene Auswirkungen auf die Dichtwandintegrität. Einerseits kann der geschilderte Mechanismus zu so hohen Feststoffbeladungen führen, daß im Zweiphasenverfahren ein späteres Verdrängen der Suspension durch die Dichtmasse nicht mehr oder nur unvollständig möglich ist. Die Einmischung von bindemittelfreier und somit nichtabbindender Stützsuspension in die eigentliche Dichtmasse kann zu starken Auswirkungen auf die abdichtungstechnischen Eigenschaften der fertiggestellten Dichtwand führen.

Andererseits kann das "Überkorn" nach Aushubende einen stundenlangen "Sedimentregen" auslösen, der bis zum Ende des Vorganges insbesondere bei größeren Schlitztiefen an der Schlitzsohle Sedimentpakete mit Mächtigkeiten von mehreren Metern bewirken kann. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß solche Sedimentregen bereits bei ca. 15 m bis 20 m tiefen Schlitzwänden bis zu 12 Stunden gedauert und dabei ca. 2,5 m hohe Sedimentlagen auf der Schlitzsohle bewirkt haben (Abb. 2.9 und 2.10). Bei Schlitzwänden mit größeren Tiefen ist davon auszugehen, daß sich diese Werte entsprechend erhöhen können.

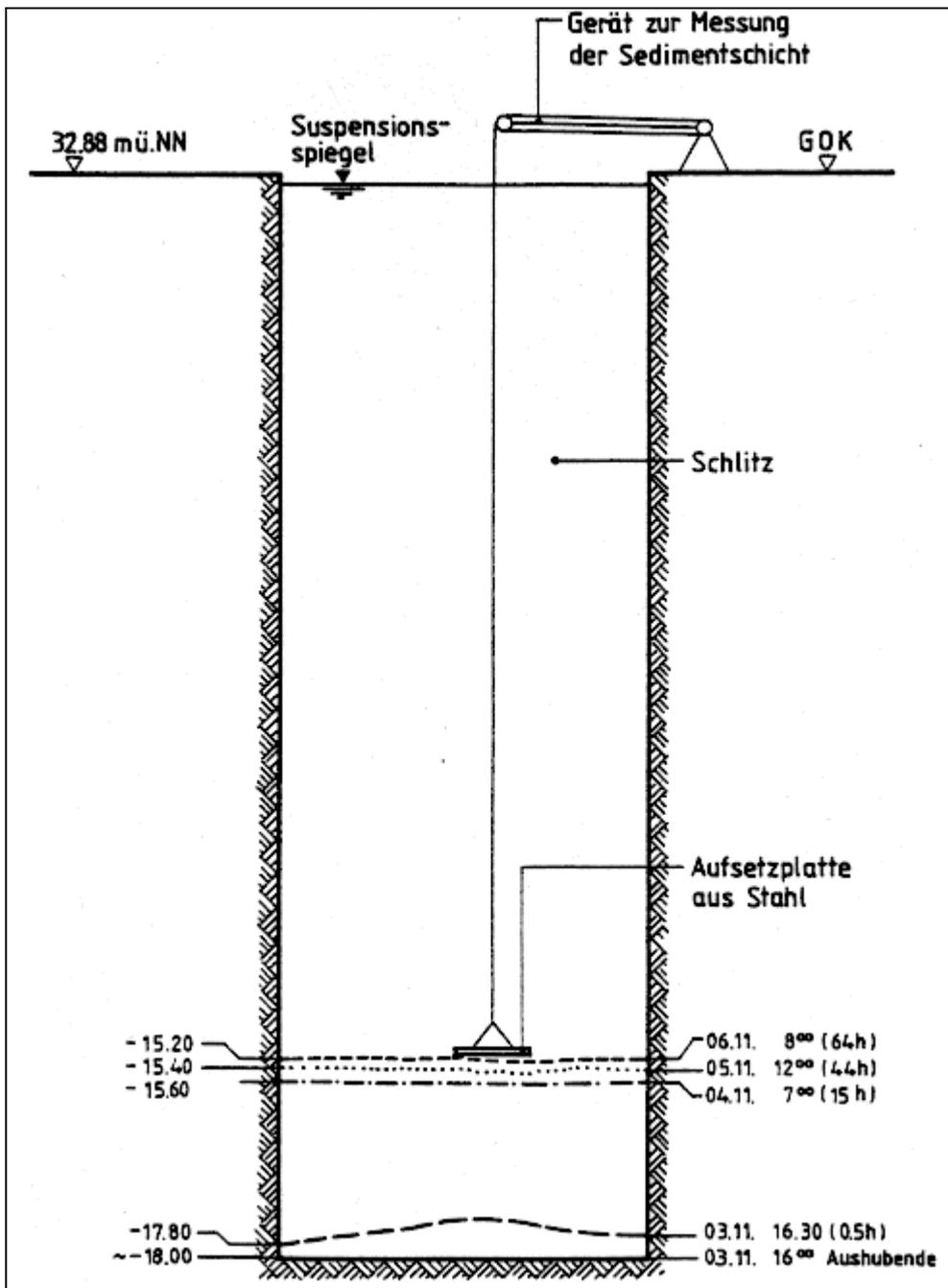
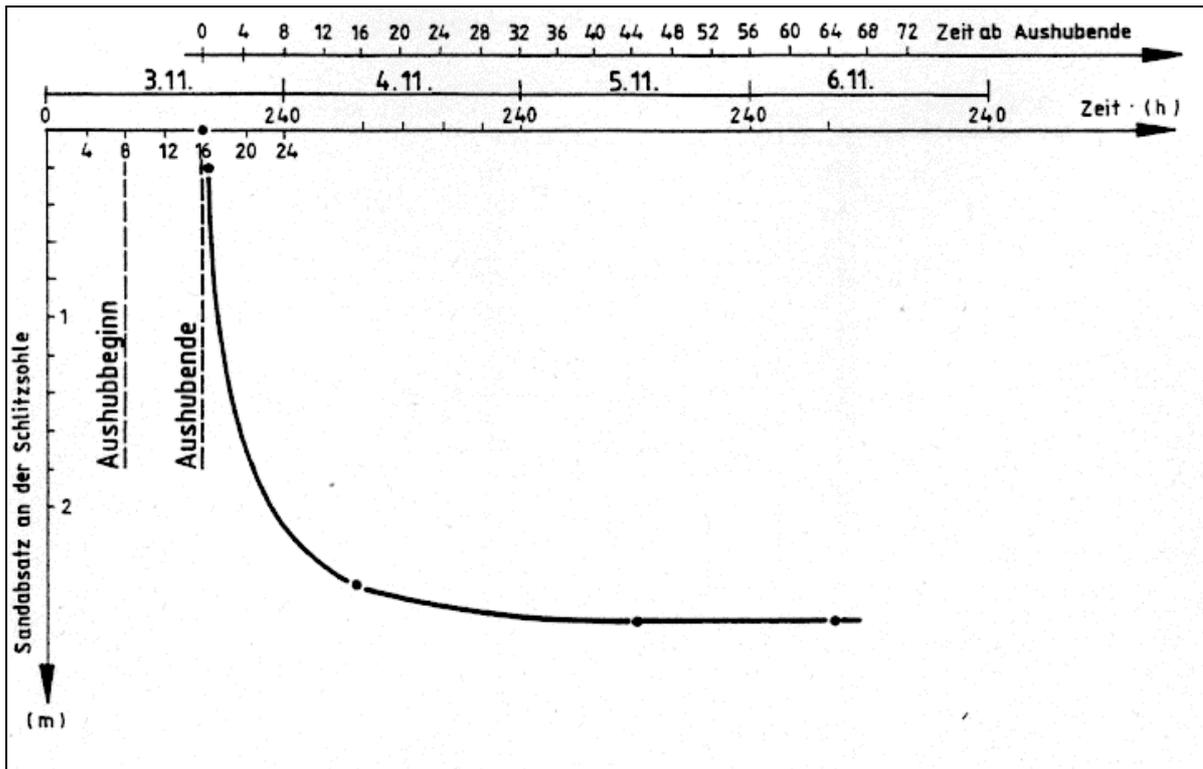


Abb. 2.9 Beispiel für die Sandsedimentation nach Aushubende

Wird die Dichtmasse im Kontraktorverfahren eingebracht (Abschnitt 2.1.3), solange der Sandregen noch andauert, setzen sich die aus der Stützsuspension sedimentierenden Feststoffpartikel zunächst auf der nach oben ansteigenden Dichtmassenoberfläche ab. Von dort werden die sedimentierten Partikel als Folge der walzenförmigen Sekundärströmung der ansteigenden Zweitmasse nach außen in die Anschlußbereiche zu den Vorläuferlamellen verschleppt. Bei ungünstiger Konstellation zwischen Sandregenintensität, Steiggeschwindigkeit und gegebenenfalls Unterbrechungen im Verfüllbetrieb können so in den Lamellenüberschnitten regelrechte Sandnester beziehungsweise nicht dichtmassengefüllte, sondern nur mit nicht abbindender und somit leicht verdrängbarer Stützsuspension gefüllte Grobkornlagen entstehen, die von vorneherein eine Gefährdung der Dichtwandintegrität durch erhöhte Wasserwegigkeiten, sogenannte Fugenleckagen, bedeuten (Abb. 2.11).



**Abb. 2.10 Beispiel für den Sandabsatz an der Schlitzsohle in Abhängigkeit von der Standzeit**

Fugenleckagen als Folge des Sandregenphänomens lassen sich am besten dadurch vermeiden, daß zum einen eine möglichst dünnflüssige Stützsuspension zum Einsatz kommt. Diese Suspension hat zwar den Bedingungen der inneren und äußeren Standsicherheit (Abschnitte 3.6.1.3 und 3.6.1.4) zu entsprechen, sollte aber möglichst wenig und nur möglichst kleine Feststoffpartikel in Schwebelage halten können und die sedimentationsfähigen Partikel möglichst rasch abgeben. Ergänzend zu diesen Maßnahmen sollten für den Fall, daß Sandregenphänomene der dargestellten Art zu erwarten sind, das Ende des Sandregens abgewartet und vor Beginn der Dichtmassenverfüllung zusätzlich die Sedimente aus dem Fußbereich der Wand entfernt werden, damit die Dichtwand auch im gewünschten Maß in die Sohldichtung einbindet und nicht auf einem relativ mächtigen Sandnest aufsitzt. In kritischen Fällen sollte die im Schlitz vorhandene Suspension nach Erreichen der Endteufe einmal vollständig gegen frisch aufbereitete Suspension ausgetauscht werden.

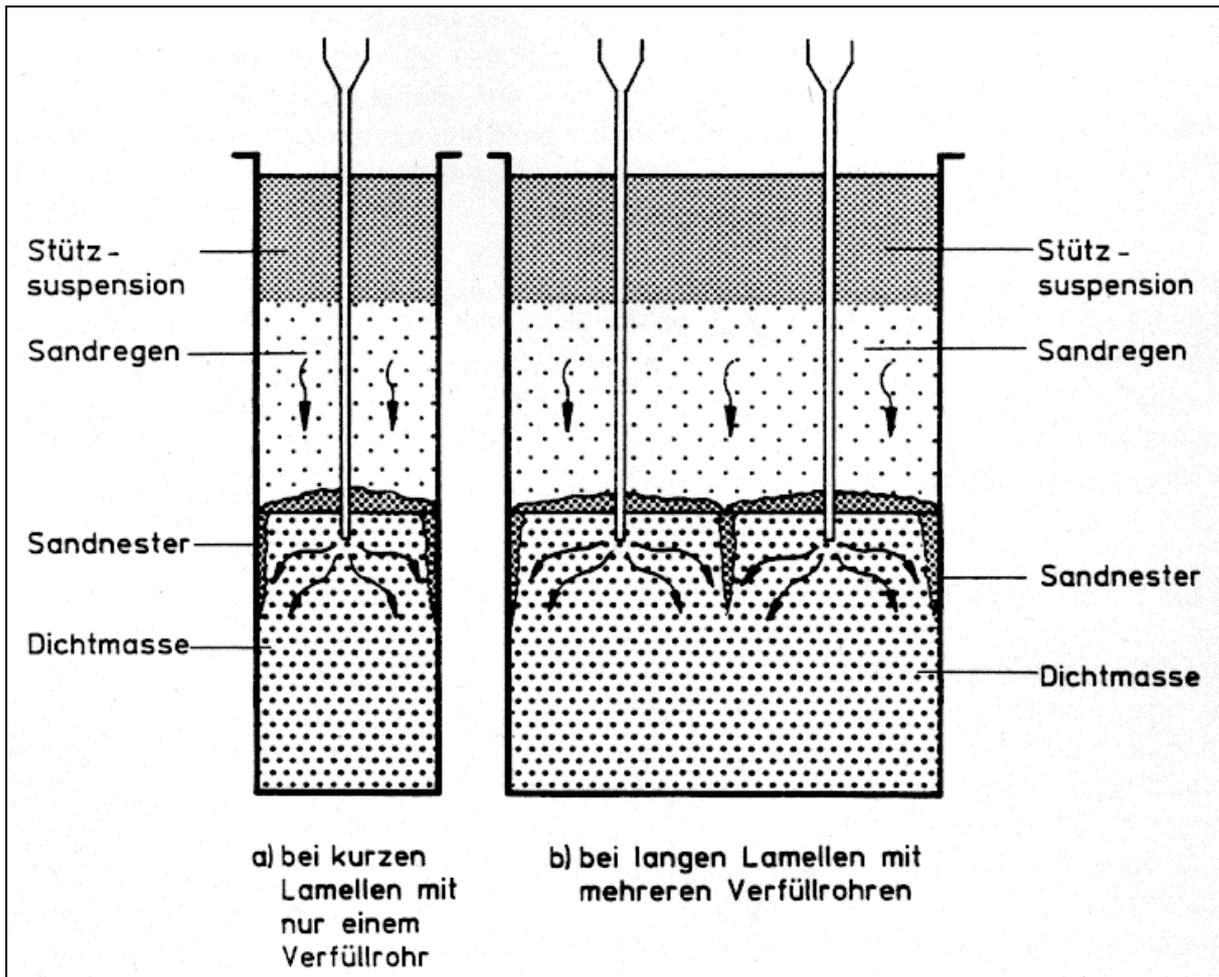


Abb. 2.11 Darstellung der Feststoffsedimentation während des Massenaustausches beim Zweiphasenverfahren

## 2.3.4 Feststoffverlagerungen und Suspensionsverluste in Dichtwänden

### 2.3.4.1 Allgemeines

Dichtsusensionen für Schmalwände und für Einphasen-Schlitzwände neigen, ähnlich wie die reinen Stützsuspensionen der Zweiphasensysteme, zu Feststoffverlagerungen. Zu diesen Feststoffverlagerungen gehören neben der Sedimentation von Feststoffpartikeln innerhalb des Schlitzes oder Stiches die Penetration von Suspension in das durchhörte Korngerüst und die Filtration an der Grenzfläche zwischen dem anstehenden Boden und der Suspension. Die Feststoffverlagerungen treten sowohl während der Herstellung der Dichtelemente als auch während des anschließenden Abbindevorganges bis zum Erreichen einer bestimmten Eigenfestigkeit der Dichtmasse auf und überlagern und beeinflussen sich auch gegenseitig, wodurch die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der abge bundenen Dichtmasse gegenüber der ursprünglich aufbereiteten Suspension verändert werden können. Die Feststoffverlagerungen sind im wesentlichen abhängig von den Suspensionseigenschaften sowie den bodenmechanischen und hydraulischen Randbedingungen. Aus diesen Mechanismen resultierende Be-

einflussungen sind in der Regel nicht gleichmäßig über die Schlitztiefe verteilt, so daß eine Dichtwand mit unterschiedlichen Eigenschaften über die Wandhöhe entstehen kann (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1993). Die aus den Feststoffverlagerungen resultierenden Volumenverluste, die über einen längeren Zeitraum anhalten und in erheblichen Größenordnungen liegen können, werden bisher zum großen Teil den aushubbedingten Suspensionsverlusten zugeordnet.

Sowohl bei der Bemessung der Suspensionen für Dichtungsschlitzwände (Abschnitte 2.5 und 3) als auch im Rahmen der Qualitätssicherung (Abschnitt 5) bleiben diese Feststoffverlagerungen in vielen Ausführungsfällen weitgehend unberücksichtigt. Auch die in den verfügbaren Richtlinien und Empfehlungen vorgeschlagenen Untersuchungen bilden die verschiedenen Mechanismen von Feststoffverlagerungen und die daraus resultierenden Einflüsse auf das hydraulische und mechanische Verhalten der abgebundenen Dichtmasse bisher nur unvollständig ab.

### 2.3.4.2 Sedimentation

Unter dem Begriff **Sedimentation** wird das gravitationsbedingte Absinken der gesamten Feststoffe oder einzelner Feststoffbestandteile und -gruppen in der Dichtwandsuspension verstanden. Dabei wird in der Regel das Wasser nach oben verdrängt, so daß bei einer vollständigen Sedimentation oberhalb einer Feststoffmatrix eine Säule aus abgeklärtem Wasser entsteht. Ein Wasserabsetzen kann zu Standsicherheitsproblemen führen, wenn der Suspensionsspiegel im Schlitz zu stark absinkt und die Stützung der Grabenwände im oberen Wandbereich verlorengeht. Unter besonderen Voraussetzungen kann es auch infolge unterschiedlicher Sinkgeschwindigkeiten zu Platzwechselfvorgängen zwischen den einzelnen Feststoffen kommen. Die Feststoffe bleiben aber weiterhin im Dispersionsmittel suspendiert. Diese Sedimentationsvorgänge sind möglicherweise nicht durch eine oben entstehende Wassersäule visuell erkennbar. Die Sedimentation einzelner Bestandteile der frischen Dichtsuspension ist zu begrenzen, da sonst durch zu geringe beziehungsweise erhöhte Konzentrationen einzelner Mischungskomponenten lokal Bereiche unterschiedlicher Qualität entstehen können.

Im Zuge der Eignungsprüfung sind die Suspensionen so zu bemessen, daß sowohl das sogenannte Wasserabsetzen als auch eine mögliche sedimentationsbedingte Entmischung von vornherein begrenzt bleiben (Abschnitt 3.9). Hierzu sind Sedimentationsuntersuchungen zur Bestimmung des Absetzmaßes im Standzylinder, evtl. mit entsprechend nachgeordneten Ermittlungen bodenmechanischer und hydraulischer Kennwerte, wie z. B. der Wichte Verteilung in der Suspensionssäule, sinnvoll. In situ dennoch auftretende Sedimentationseffekte können durch Zuführung frischer Suspension teilweise kompensiert werden.

Außer den eigentlichen Dichtmassenpartikeln kann es auch zu einem Absinken zusätzlich durch die Aushubtätigkeit eingearbeiteter Feststoffe kommen. Dieses Absinken wirkt sich bei Dichtsuspensionen des Einphasen- oder Schmalwandverfahrens - im Gegensatz zur Sedimentation von eingearbeiteten Feststoffen in der Stützsuspension beim Zweiphasensystem (Abschnitt 2.3.3) - in der Regel nicht negativ aus. Die sedimentierenden, zusätzlich eingearbeiteten Feststoffe können als hydraulisch dicht angesehen werden und bilden nach Ende der Feststoffumlagerung ein System aus Körnern, die entweder schwimmend in der Dichtsuspension eingelagert sind, oder eine Feststoffmatrix mit gegenseitigem Korn-zu-Korn-Kontakt, deren Porenraum vollständig mit Dichtsuspension ausgefüllt ist.

### 2.3.4.3 Penetration

Steht an der Grenzfläche zum Schlitz ein Boden an, dessen Porenengstellen größer sind als die größten Feststoffpartikel der Dichtsusension, und treten keine Agglomerationen von Feststoffen auf, kann die Suspension in das Porensystem des Korngerüsts eindringen. Ebe diese **Penetration** beginnt, muß jedoch zunächst die aus dem strukturviskosen Fließverhalten der Suspension resultierende Fließgrenze  $\tau_{0F}$  (Abschnitt 3.4.5.2) überwunden werden. Ist die Eindringung nach Überwindung der Fließgrenze  $\tau_{0F}$  erst einmal ausgelöst, stagniert dieser Prozeß erst dann, wenn sich ein Gleichgewichtszustand zwischen den auf die Kornoberflächen des Bodens übertragbaren Schubspannungen  $\tau_{0}$  und der äußeren Druckdifferenz  $\Delta p$  nach folgenden Beziehungen ausbilden kann (Abb. 2.12)

$$\Delta p = p_{\text{sus}} - p_w$$

$$\int_{(z)} \Delta p \cdot dz = \int_{(x)} \tau \cdot dx$$

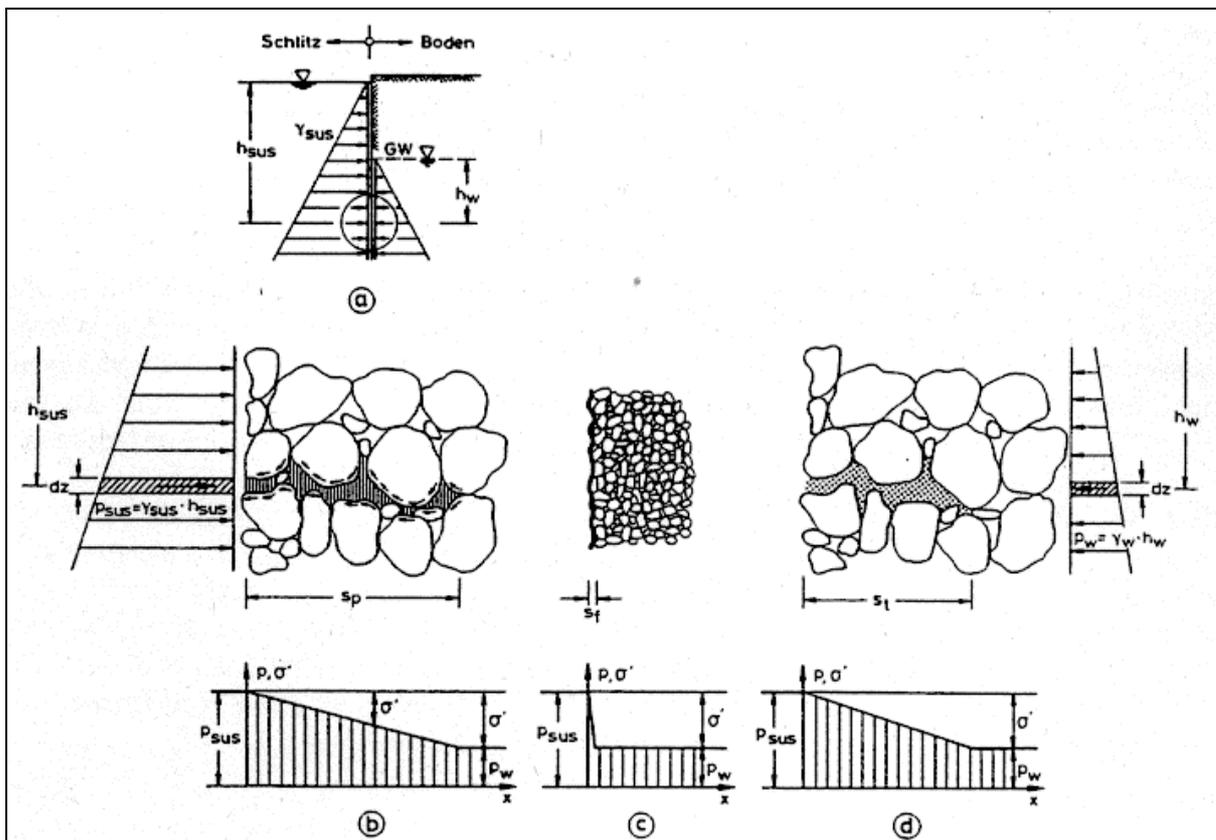


Abb. 2.12 Schematische Darstellung der Feststoffverlagerungsmechanismen *b* Penetration, *c* Filtration und *d* Tiefenfiltration am Beispiel eines suspensionsgestützten Schlitzes (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1994)

Diesem Gleichgewichtszustand kann eine Penetrationslänge oder sogenannte Stagnationslänge  $s_p$  zugeordnet werden, über die die Druckdifferenz abgebaut wird (MÜLLER-KIRCHENBAUER 1972, 1977). In Abb. 2.12b sind der Vorgang der Penetration und die Spannungsverhältnisse im Gleichgewichtszustand der Stagnation schematisch dargestellt. Die Zeit,

die für den Penetrationsvorgang in verpreßfähige Sande benötigt wird, beträgt nach Laborversuchen maximal ca. 1 bis 2 Minuten.

Bei Wechsellagerungen des durchörterten Bodens kann die Penetration auf bestimmte Schichtenlagen beschränkt bleiben.

### 2.3.4.4 Filtration

Sind an der Grenzfläche zwischen dem suspensionsgefüllten Schlitz und dem anstehenden Boden die größten Poren des Bodens kleiner als die kleinsten Feststoffpartikel in der Suspension, können Feststoffe aus der Suspension nicht in die Hohlraumstruktur des Bodens eindringen. In diesem Fall kommt es bei ausreichendem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  des Bodens aufgrund der Druckdifferenz  $\Delta p$  zwischen dem Suspensionsspiegel und dem Grundwasserspiegel an der Grenzfläche zum Boden zur Filtration (Abb. 2.12c). Dabei werden die gesamten Feststoffpartikel der Suspension an der Grenzfläche zurückgehalten und das Dispersionsmittel Wasser in das umgebende Porensystem ausgepreßt. Durch die Feststoffanreicherung im Bereich der Grenzfläche entsteht ein vergleichsweise feststoffreicher Filterkuchen der Dicke  $s_f$ , der mit der Zeit immer weiter in den Schlitz hineinwächst. Die an der Grenzfläche wirksame Druckdifferenz  $\Delta p$  wird im Bereich des relativ gering durchlässigen Filterkuchens zunächst über Strömungskräfte auf die Feststoffpartikel des Filterkuchens und von da über eine sogenannte Membranwirkung auf das Korngerüst des Bodens übertragen (Abb. 2.12c). Der Filtrationsvorgang hält maximal so lange an, wie die Suspension fließfähig ist.

Für hochfeststoffhaltige, besonders schadstoffresistente Einphasen-Dichtsuspensionen liegen die labormäßig zu bestimmenden Filtratwasserabgaben höher als für reine Stützsuspensionen, wie sie als Primärsuspension im Zweiphasenverfahren verwendet werden. Als Folge des beginnenden Hydratationsprozesses erhöhen sich bei längerer Rührzeit oder Einsatzdauer sowohl die Filtratwasserabgaben als auch die Durchlässigkeit des jeweils frisch filtrierten Feststoffkonzentrates.

Während der Aushubtätigkeit wird der Filterkuchen in der Regel bei jedem Arbeitstakt durch den Greifer abgeschält. Bei langen Aushubzeiten, großen Tiefen, langzeitigen Greiferspielen und entsprechenden Bodenschichten kann der Filterkuchen oberhalb des Aushubgerätes erhebliche Dicken erreichen. In solchen Fällen werden eventuell sogenannte Zwischentakte notwendig, bei denen der Greifer mit geringem Aushub beziehungsweise die Schlitzwandfräse den Schlitz durchfährt, um einem Zuwachsen des Schlitzes - möglicherweise verbunden mit einem Verklemmen des Greifers oder der Fräse im Schlitz bis hin zum Geräteverlust - vorzubeugen.

### 2.3.4.5 Tiefenfiltration

Ein weiterer Verlagerungsmechanismus von Feststoffpartikeln aus der Dichtsuspension ist die **Tiefenfiltration** oder Kolmatation (Abb. 2.12d). Bei dieser Feststoffbewegung dringen Partikel aus der Dichtsuspension an der Grenzfläche zum anstehenden Boden zunächst in das Porensystem über die Länge  $s_t$  ein. Im Gegensatz zur reinen Penetration werden bei der Tiefenfiltration die größeren eingedrunghenen Feststoffpartikel an nicht mehr passierbaren Porenengstellen zurückgehalten. Mit der Zeit setzt sich das Porensystem mehr und mehr zu, so daß

auch feinere Partikel zurückgehalten werden und schließlich nur noch Wasser abgepreßt wird. Die Tiefenfiltration läuft somit im Inneren des Porensystems ab. Die eindringende Suspension stagniert in diesem Fall nicht infolge ihrer Fließgrenze  $\tau_{0F}$ , sondern durch ein Zusetzen der Poren. Die Druckdifferenz  $\Delta p$ , die auch bei dieser Feststoffverlagerung auslösender Faktor ist, wird über Strömungskräfte auf die filtrierte Feststoffpartikel der Suspension und von da über Korn-zu-Korn-Druck auf das Korngerüst des Bodens übertragen (Abb. 2.12d).

#### 2.3.4.6 Zusammenwirken von Feststoffverlagerungen

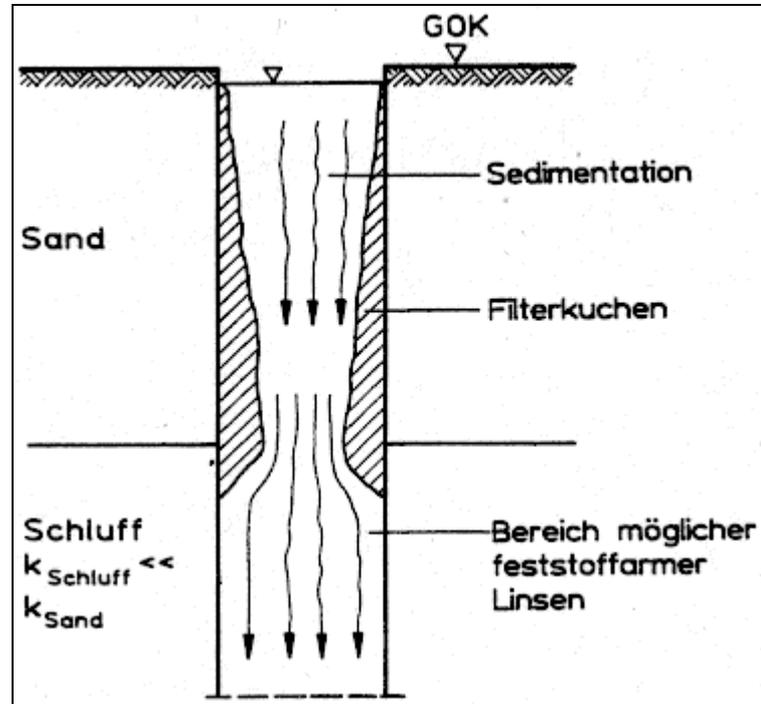
Die Filterkuchenbildung, die sich bei bindigen Böden im allgemeinen relativ schwach, bei Fein- bis Mittelsanden dagegen sehr deutlich und bei groben Kiesen wiederum weniger stark ausbildet, kann sich mit der Penetration der Suspension und der Sedimentation von Feststoffteilchen überlagern (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990).

Die Filtration, die sich an den Penetrationsvorgang anschließen kann, wird in ihrer Intensität und Geschwindigkeit wesentlich durch den zu Beginn dieses Vorgangs wirksamen hydraulischen Gradienten bestimmt. Dieser Gradient berechnet sich aus der wirksamen hydrostatischen Druckdifferenz zwischen dem Grundwasser und der Suspension, bezogen auf die entstandene Penetrationslänge. Der Gradient ist zu Beginn der Filtration relativ groß, wenn die Penetrationslänge im wesentlichen durch die rein hydrostatische Druckdifferenz erzwungen wurde und dabei relativ klein blieb. In diesem Falle kommt es zu einem entsprechend schnellen und intensiven Filterkuchenwachstum. Ist die Penetration jedoch hauptsächlich auf die höhere Druckdifferenz aus einem Injektionsdruck, z. B. zur Herstellung von Schmalwänden, und dem Grundwasserdruck zurückzuführen, ergibt sich durch die jetzt größere Penetrationslänge ein vergleichsweise kleinerer Gradient, der zu einem langsameren und weniger intensiven Filterkuchenwachstum führt; trotzdem kann auch in diesem Fall die Lamelle zuwachsen.

Bei homogenen Baugrundverhältnissen beginnt das Zuwachsen im Bereich der Lamellensohle, so daß sich der Volumenverlust, der durch die Filtration entsteht, von oben durch noch fließfähige Suspension ausgleichen kann. Dieser Nachschub kann jedoch bei ungünstigen Schichtenabfolgen des Baugrunds durch Brücken aus filtrierter, nicht mehr fließfähiger Suspension unterbrochen beziehungsweise behindert werden. Die Behinderung des Suspensionsflusses ist in Abb. 2.13 beispielhaft dargestellt. Danach ist in einem geschichteten Baugrund nicht auszuschließen, daß sich die Sedimentationsspur von der Oberfläche des Filterkuchens lösen kann und insbesondere am Schichtübergang zu vergleichsweise feststoffarmen Bereichen führt. Mit zunehmender Filterkuchendicke sind sogar Wasserlinsen mit entsprechend ungünstigen Auswirkungen auf die angestrebte Wirksamkeit des Dichtsysteams denkbar. Diese Gefährdung steigt prinzipiell mit dem Verhältnis Wandhöhe zu Wanddicke.

Im Bereich bindiger Böden, die gegenüber den Suspensionspartikeln einerseits mechanisch filterfest sind und andererseits über geringe Durchlässigkeiten verfügen, sind Feststoffverlagerungen in der obengenannten Form nicht zu erwarten. Ein besonderes Problem können dagegen bindige Bodenschichten bei der Schmalwandtechnik darstellen, wenn sie selbst zu einer Brückenbildung führen. Im Bereich weicher bindiger Bodenschichten ist unter Umständen nach Rückzug des Verdrängungskörpers und noch vor Beginn der Hydratation eine Verdrängung der Suspension aufgrund der Bodenrückverformung möglich, so daß die Schmalwand in diesen wenig durchlässigen Schichten eingeschnürt wird. Wie bei einem Zuwachsen des Wandquerschnitts durch einen Filterkuchen kann auch in diesem Fall der filtrationsbedingte

Volumenverlust unterhalb des mit Bodenmaterial verschlossenen Schmalwandquerschnitts nicht mehr durch nachfließende Suspension ausgeglichen werden, wodurch sich dort feststoffarme Zonen bis hin zu reinen Wasserlinsen bilden können. Diese Volumenverluste können in einem zweiten Arbeitsgang nach einem teilweisen Abbinden der Suspension ausgeglichen werden (EAU 1990, GDA 1993).



**Abb. 2.13** Schematischer Verlauf der Filtrationszonen sowie der Sedimentation bei geschichtetem Baugrund

Bei Schmalwänden entwickeln sich die Penetrations- und Filtrationszonen im Gegensatz zur Schlitzwandtechnik nicht unter konstanten Druckverhältnissen. Hier besteht die auslösende Komponente für den Penetrationsprozeß zunächst in der Druckdifferenz zwischen dem äußeren hydrostatischen Druck des Grundwassers und dem in der jeweiligen Tiefe wirksamen Verpreßdruck am Fuß des Verdrängungskörpers. Der Penetrationsvorgang hält so lange an, bis sich ein Gleichgewichtszustand zwischen diesem Druck und den längs der Penetrationsstrecke wirksamen Schubspannungen ausbildet (Abschnitt 2.3.4.3). Die hierfür benötigte Zeit  $t_p$  beträgt in Laborversuchen mit verpreßfähigem Sand maximal ca. 1 bis 2 Minuten. Da der Druck wegen der meist hohen Ziehgeschwindigkeit des Verdrängungskörpers allgemein bereits innerhalb eines Bruchteils dieser Zeit  $t_p$  nahezu auf den hydrostatischen Suspensionsdruck abnimmt, bleibt die Penetrationslänge in diesem Fall entsprechend der Gleichgewichtsbedingung maximal bis auf den zu diesem neuen Druckniveau zugehörigen Penetrationsweg begrenzt.

### 2.3.4.7 Suspensionsverluste

Als **Suspensionsverlust** wird allgemein der Mehrverbrauch an Dichtwandmaterial bezeichnet, der über die planerische Nennkubatur der Schlitzwand hinausgeht. Dieser setzt sich aus aushubbedingten Verlusten und aus den Feststoffverlagerungen Sedimentation (Abschnitt 2.3.4.2), Penetration (Abschnitt 2.3.4.3), Filtration (Abschnitt 2.3.4.4) und Tiefenfiltration (Abschnitt 2.3.4.5) zusammen. Speziell für das Einphasenverfahren ist der Suspensionsverlust

ein wesentlicher Kalkulationsfaktor, da hier verfahrensbedingt allgemein mit höheren Verlusten als beim Einsatz des Zweiphasen- oder des Schmalwandverfahrens gerechnet werden muß.

Die aushubbedingten Verluste ergeben sich beim Greiferbetrieb dadurch, daß zusammen mit dem Aushub zwangsläufig Suspension aus dem Schlitz entnommen wird, die oberirdisch bei entsprechenden Wartezeiten zwar zum Teil wieder aus dem Greifer abtropft, zum Teil aber mit dem geförderten Bodenmaterial verlorengelht. Der so entstehende aushubbedingte Suspensionsverlust liegt allgemein zwischen 40 % und 100 % der planerischen Nennkubatur der Wand und ist umso höher, je mühsamer und langwieriger sich der Boden an der Schlitzwandsohle lösen läßt. In gut grabfähigen bindigen Böden ist der aushubbedingte Suspensionsverlust im allgemeinen am geringsten. In groben Kiesen ist der Anteil dieses Suspensionsverlustes aus Grabarbeit mit ca. 40 % bis 50 % auch noch verhältnismäßig gering. Die höchsten Suspensionsverluste treten allgemein in Mittel- bis Feinsanden auf, wenn die Grabarbeit aufgrund hoher Pseudoverfestigungen an der Schlitzwandsohle so sehr erschwert wird, daß der letztlich getätigte Aushub nur noch geringe Feststoffkonzentrationen enthält (Abschnitt 2.3.1).

Bei der Schlitzwandfräse entstehen aushubbedingte Suspensionsverluste an der Regenerationsanlage durch nicht vollständige Trennung von geförderten Bodenpartikeln aus der Suspension sowie durch gegebenenfalls erforderlichen Suspensionsaustausch bei unzulässiger Andickung. Allgemein sind beim Fräsbetrieb geringere aushubbedingte Suspensionsverluste als beim Greiferbetrieb zu erwarten.

Die Suspensionsverluste durch Penetration sind unter gleichen Druckverhältnissen bei einem grobkörnigen Boden größer als in einer feinkörnigen Schicht. Im Festgestein findet eine Penetration nur in Klüften statt.

Die Suspensionsverluste aus dem Abpressen von Filtratwasser können nach Ergebnissen labormaßstäblicher Untersuchungen zum einen relativ lange andauern, zum anderen ergeben sich dabei relativ große Filtratwasserabgaben (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1992). Die aus der Filtration gegenüber einer porösen Grenzfläche resultierenden Filtratwasserabgaben beziehungsweise Suspensionsverluste können auf der Basis labormaßstäblicher Filtrationsversuche abgeschätzt werden (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1994, SCHLÖTZER 1995). In der Tabelle 2.2 sind die aus experimentell gewonnenen Daten rechnerisch ermittelten Filtratwasserabgaben für verschiedene Schlitziefen und für unterschiedlich lange Filtrationszeiten angegeben. Für diese Untersuchungen wurde eine hochfeststoffreiche Einphasen-Dichtsuspension auf Calciumbentonitbasis verwendet. Die vor Versuchsbeginn 24 h gerührte Masse hatte eine Wichte von  $\gamma = 13,0 \text{ kN/m}^3$ . In der Tabelle 2.2 sind die Filtratwasserabgaben in  $\text{m}^3$  je  $\text{m}^2$  Schlitzwandfläche angegeben.

Die Filtrationsintensität, das heißt die zeitliche Entwicklung der Filtratwasserabgabe, verhält sich degressiv. Die Zuwächse der Filtratwasserabgaben nehmen somit zeitlich ab. Dies gilt jedoch nur für die Fälle, in denen sich der Filterkuchen ungestört in Richtung der Schlitzmitte entwickeln kann, diese jedoch noch nicht erreicht hat. Gleichzeitig ist vorausgesetzt, daß die Förderung von frischer Suspension nicht unterbrochen wird. Wird der Filterkuchen dagegen durch den Greifer abgeschlagen, liegt die Grenzfläche möglicherweise wieder vollständig frei, so daß die Filtration mit der anfänglichen vergleichsweise großen Filtrationsintensität eventu-

ell neu beginnt. Dadurch können sich gegenüber den in Tabelle 2.2 angegebenen Filtratwasserabgaben insgesamt höhere Werte ergeben.

Filtrationszeit	Filtratwasserabgaben je m <sup>2</sup> Schlitzwandfläche	
	in ca. 7 m Tiefe <sup>*1)</sup>	in ca. 55 m Tiefe <sup>*1)</sup>
h	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
0,5	0,04	0,08
1	0,06	0,10
2	0,08	0,16
4	0,12	0,22
6	0,16	0,26

<sup>\*1)</sup> der bei den Filtrationsversuchen aufgebrachte Druck wurde unter folgenden Annahmen in eine Tiefenordinate umgerechnet:

- Suspensionswichte  $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$
- Grundwasserspiegel 3 m unterhalb des Suspensionsspiegels

**Tabelle 2.2 Rechnerische Filtratwasserabgabe für verschiedene Schlitztiefen nach unterschiedlich langen Filtrationszeiten**

Die Volumenverluste aus den verschiedenen Feststoffverlagerungen führen zu einem Sunk des Suspensionsspiegels. Erreicht dieser ein kritisches Maß, ist im oberen Bereich der gefüllten Lamelle der für die äußere Standsicherheit erforderliche Suspensionsdruck nicht mehr vorhanden. Grundsätzlich kann dieser Gefahr begegnet werden, indem entweder der Spiegel-sunk bis zum Erreichen einer ausreichenden Eigenfestigkeit der Dichtmasse beobachtet und der Volumenverlust ersetzt wird oder indem mit Hilfskonstruktionen, z. B. mit beidseitig der Wand aufgeschütteten Erdwällen, ein entsprechend großes suspensionsgefülltes Reservoir geschaffen wird, aus dem der Sunk ausgeglichen wird.

### 2.3.5 Wasserüberstau zur Versorgung der Dichtmassen

In den für Einkapselungsmaßnahmen eingesetzten Dichtmassenrezepturen für Einphasensysteme sind allgemein sowohl Bentonite als auch Zemente oder vergleichbare hydraulische Bindemittel enthalten. Hydraulische Bindemittel benötigen zur Hydratation, das heißt zur chemischen und physikalischen Bindung, Wasser. Oberhalb des Grundwasserspiegels, insbesondere im Bereich nahezu trockener Sedimente, kann den hydratisierenden Bindemitteln zu wenig äußeres Wasser zur Verfügung stehen, um die Volumenverringerng bei der kristallinen Bindung eines Teils des Hydratwassers auszugleichen (Abschnitt 2.5.1). Hier kann die Wasserversorgung nur kapillar von unten aus dem in das Grundwasser eintauchenden Dichtwandbereich und zusätzlich von oben durch einen künstlichen Wasserüberstau am Dichtwandkopf erfolgen. Unterhalb des Grundwasserspiegels kann sich die abbindende Dichtmasse dagegen durch den Aufbau entsprechender Saugspannungen und den direkten Kontakt zum Grundwasser selbst mit Hydratwasser versorgen. Allerdings kann auch hier durch das Quellen der Bentonite (Abschnitt 2.5.1) sowie durch die in den Abschnitten 2.3.4.2 und 2.3.4.4 erläu-

terten Sedimentations- und Filtrationsvorgänge so viel Anmachwasser gebunden oder aus der Suspension verdrängt beziehungsweise ausgepreßt werden, daß dem hydraulischen Bindemittel eine nicht mehr ausreichende Menge an Hydratationswasser zur Verfügung steht. Ein Mangel an Hydratationswasser sollte jedoch auf jeden Fall ausgeschlossen werden, um die Gefahr des chemischen Schwindens (Abschnitt 2.5.1) nicht entstehen zu lassen.

Ein gesicherter Richtwert für eine maximale Wandtiefe, die oberhalb des Grundwasserspiegels ausreichend mit Hydratationswasser versorgt werden kann und damit ohne Reißgefährdung bleibt, steht bisher nicht zur Verfügung. In jedem Fall sollte die Dichtmasse aber am Dichtwandkopf genügend lange mit Wasser überstaut werden. Diese Maßnahme unterstützt nicht nur den Nachschub an Hydratationswasser, sondern wirkt auch der Bildung von Trockenrissen am Dichtwandkopf entgegen.

## 2.3.6 Hydraulische Instabilitäten

### 2.3.6.1 Allgemeines

Während der Baumaßnahme oder durch das Bauwerk selbst kann der Druck des Grundwassers den Suspensionsdruck übersteigen und als Folge Wasser in die noch fließfähige Dichtmasse eindringen. Dieses Phänomen, im folgenden als hydraulische Instabilität bezeichnet, verringert allgemein die Abdichtungswirkung der Dichtwand mehr oder weniger stark.

Während der Wandherstellung sind hydraulische Instabilitäten insbesondere dann möglich, wenn infolge des Energieeintrags beim Einbringen von Vortriebskörpern zur Herstellung von Schmalwänden (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1992) und beim Einbringen gerammter Schlitzwände sowie auch infolge intensiver Meißelarbeit bei gegriffenen Schlitzwänden hohe hydraulische Überdrücke im Grundwasser entstehen. Andererseits kann die Suspension bereits im frischen oder erst teilweise abgebundenen Zustand wasserführende Grundwasserleiter hydraulisch so blockieren, daß sich das Grundwasser unter bestimmten Gefälle- und Baugrundverhältnissen an der Dichtwandaußenfläche mit entsprechender Druckentwicklung aufstaut. Auf diese beiden Fälle wird nachfolgend näher eingegangen.

Der Fall, daß ein natürlich gespanntes Grundwasser ansteht, dessen Druck die Suspensionsdruckhöhe übersteigt, ist im Rahmen der Voruntersuchungen zu erkunden und bereits mit dem Nachweis zur Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz gemäß DIN 4126 (Abschnitt 3.6.1.2) auszuschließen.

### 2.3.6.2 Hydraulische Überdrücke als Folge des Energieeintrags während der Wandherstellung

Wird in einen verdichtungsfähigen Untergrund (Phase I, Abb. 2.14) ein Verdrängungskörper eingerüttelt oder eingerammt oder wird in einer bestimmten Tiefe, z. B. durch Meißeln mit schwerem Gerät, eine entsprechend intensive Schlagenergie eingebracht, so wird zunächst eine Kornumlagerung herbeigeführt, die den gegenseitigen Kornkontakt in einem bestimmten Bereich aufhebt und die Einzelkörner in einen "Schwebezustand" versetzt. Anschließend sedimentieren die Einzelkörner gravitationsbedingt nach unten und nehmen eine neue, dichtere Lage ein (Phase II, Abb. 2.14). Oberhalb der verdichteten Bodenzone bildet sich, sofern kein oder nur ein verzögerter anderweitiger Abfluß möglich ist, eine "Wasserlinse" (Phase III, Abb.

2.14), die sich in Abhängigkeit des Baugrundaufbaus, der Bodenparameter sowie der zeitlichen Aufeinanderfolge, mit der die einzelnen Wandelemente eingebracht werden, mehr oder weniger weit in die Umgebung erstrecken kann, ohne daß dieses Phänomen an der Geländeoberkante z. B. durch die Ausbildung von Setzungsmulden bemerkt wird.

Innerhalb der Wasserlinse (Phase III, Abb. 2.14) herrscht zunächst entweder die ursprünglich in diesem Bereich vorhandene Druckhöhe des freien oder gespannten Grundwassers oder der Druck der von der Wasserlinse durchdrungenen Suspensionssäule, gegebenenfalls auch der bei Schmalwänden eingesetzte Verpreßdruck. Bei größerer Ausdehnung der Linse kann sich auch die über der Wasserlinse liegende Bodenlast, sofern keine "Gewölbetragfähigkeit" mehr möglich ist, voll auf die Wasserlinse absetzen, so daß dann die gesamte totale Spannung  $\sigma_{\text{gesamt}}$  der überlagernden Bodensäule auf das Wasserpolster wirkt und sich in einem entsprechenden Wasserdruck  $u$  niederschlägt. Der Wasserdruck  $u$  kann in diesem Fall bis zum Mehrfachen des hydrostatischen Wasserdruckes beziehungsweise auch zu wesentlichen Überschreitungen der in der entsprechenden Tiefe wirksamen hydrostatischen Druckhöhe von Stützsuspensionen, Schmalwandsuspensionen oder Einphasensuspensionen führen. Als Folge des Überdrucks können Quellbildungen entstehen, die an der Tagesoberfläche, z. B. als verfärbte Aufbrüche des Suspensionsspiegels (Bild 2.6), erkennbar sein können, nicht aber zwangsläufig erkennbar sein müssen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1992).

Die mit der hydraulischen Instabilität verbundenen Einträge in den Wandquerschnitt können entweder

- nur aus Wasser bestehen oder
- sich bei gleichzeitiger Erosion und Verschleppung von Bodenpartikeln aus den suspensionsgestützten Erdwänden zu einem Sand-Wasser-Gemisch entwickeln oder
- von vorneherein bereits aus einer Sand-Wasser-Suspension bestehen, wenn die hydraulische Instabilität bei einer hohen Auflast  $\sigma_{\text{gesamt}}$  bereits eintritt, bevor die Sedimentationsphase (Phase II, Abb. 2.14) in der Wasserlinse abgeschlossen ist.

Für praktische Fälle ist davon auszugehen, daß die vorgenannten Mechanismen kombiniert auftreten, allerdings - wie erwähnt - nur dann, wenn der Wasserdruck  $u$  entsprechend größer als der zugehörige Druck der überlagernden Suspensionssäule ist. Diese Situationen sind zwar relativ selten, können im Falle ihres Auftretens aber erhebliche Auswirkungen auf die Dichtwandintegrität haben.

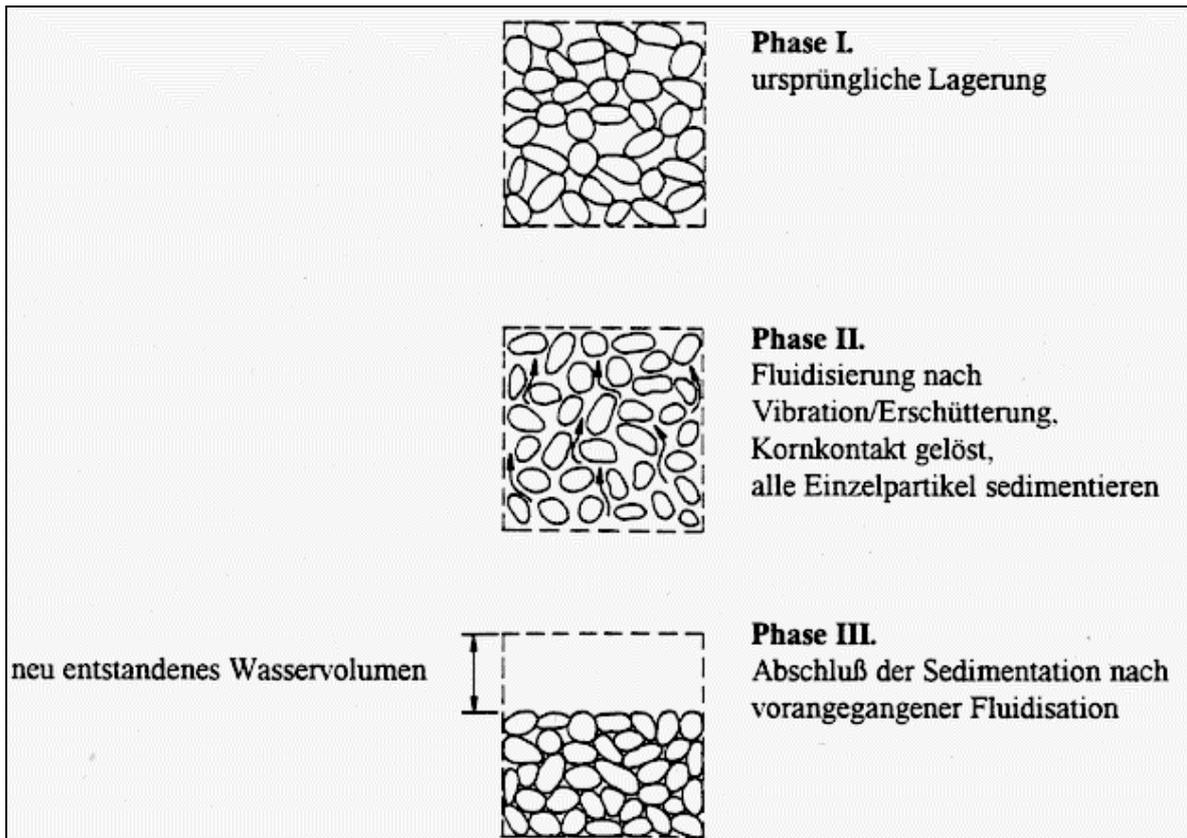


Abb. 2.14 Bodenverformung als Folge eines Energieeintrags

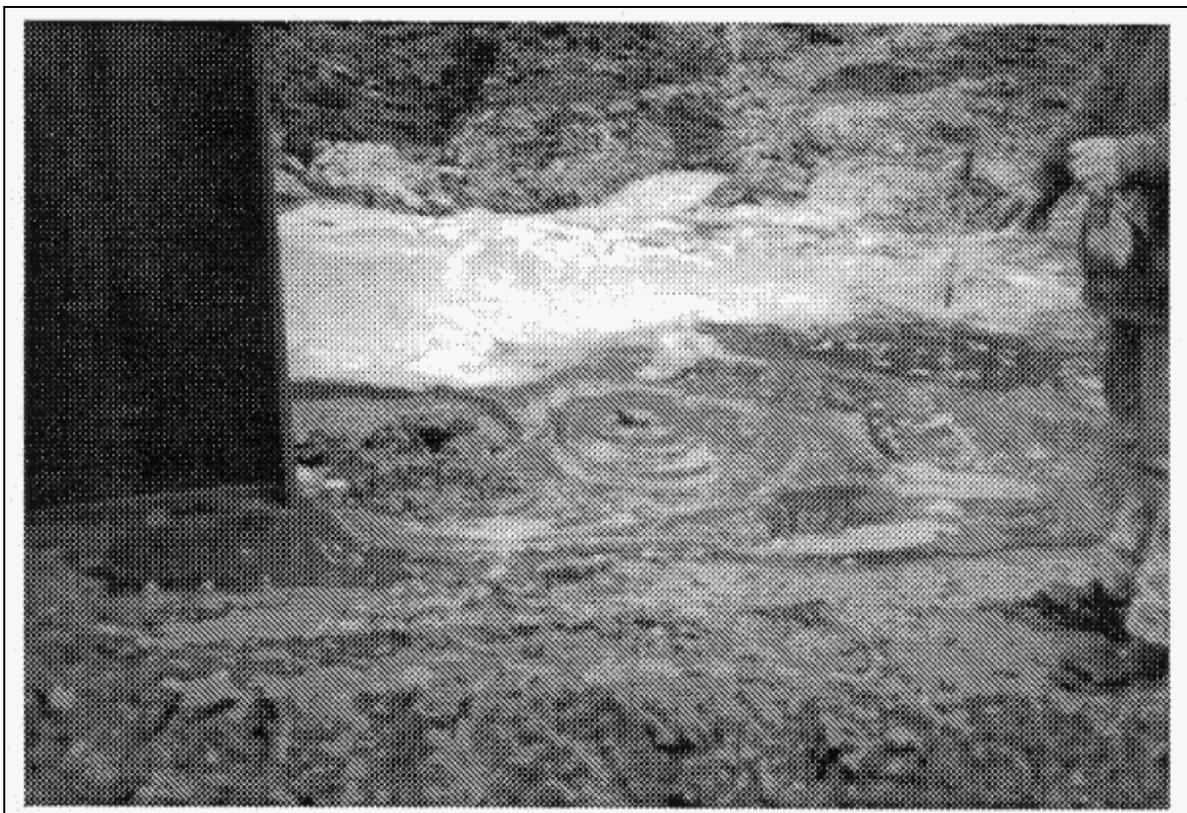


Bild 2.6 Quelltrichter am Kopf einer frisch hergestellten Schmalwand (Bild von BILFINGER + BERGER, Niederlassung Hannover, zur Verfügung gestellt)

Die Probleme der hydraulischen Instabilität können wegen der zugrunde liegenden Zusammenhänge vorrangig im verdichtungsfähigen Grobschluff bis Mittelsand auftreten, das heißt in kohäsionslosen Böden mit verhältnismäßig kleiner Durchlässigkeit, die von einer bindigen Bodenschicht überlagert sind. Besonders kritisch werden die Verhältnisse dann, wenn solche Böden z. B. in Ton oder Mergellagen sandwichartig eingebettet oder gar als wassergesättigte Linsen völlig eingeschlossen sind. Dagegen ist die Gefahr der beschriebenen hydraulischen Instabilität im Ton und im Schluff wegen der schlechten Verdichtungsfähigkeit sowie in gut durchlässigem Kies wegen der hohen Durchlässigkeit, die ein rasches Abströmen des bei der Verdichtung freigesetzten Porenwassers in die Umgebung ermöglicht, nahezu ausgeschlossen.

Des Weiteren ist für kritische Situationen auf folgendes hinzuweisen:

- Je feiner die kohäsionslosen Fluidisationsschichten sind, desto länger hält sich der Wasserüberdruck  $u$ , weil das freigewordene Wasser aufgrund der kleinen Durchlässigkeit nur sehr langsam aus dem Wasserpolster nach außen abströmen kann.
- Je rascher die Dichtelemente eingebracht werden, desto größer werden die gleichzeitig fluidisierten Bereiche, soweit keine besonderen Begleitmaßnahmen vorgesehen werden.

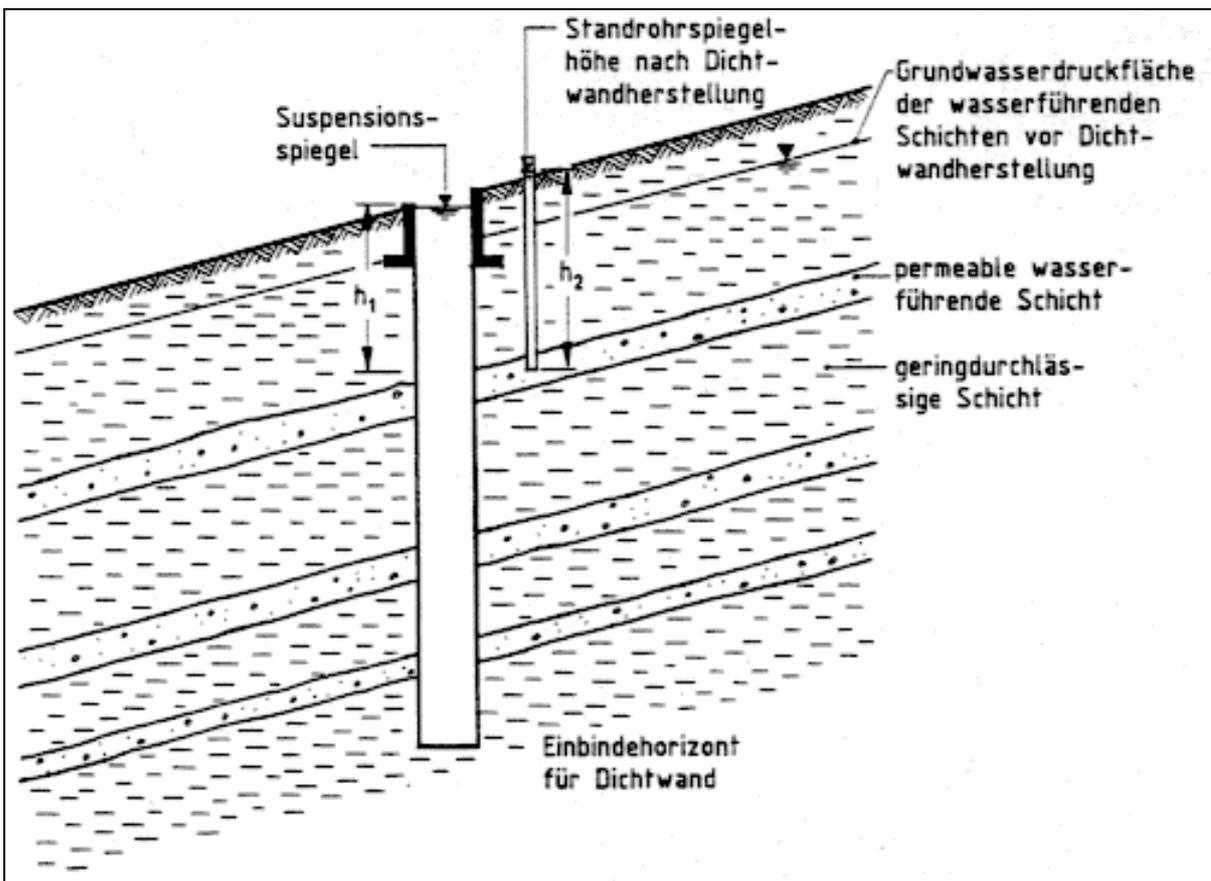
Für die Praxis ist folgendes zu empfehlen:

- Ausreichende Erkundung des Untergrundes im Hinblick auf die vorgenannten Mechanismen und rechtzeitige Prüfung der Frage, ob hydraulische Instabilitäten der erläuterten Art prinzipiell denkbar sind.
- Gegebenenfalls der Einbau von Grundwasserpegeln in den relevanten Schichtenbereichen neben der Wand und Beobachtung der Wasserspiegelreaktionen während der Wandherstellung. Diese Maßnahme sollte bereits vorab im Bereich von Großversuchen (Abschnitt 4.3) durchgeführt werden.
- In Fällen, in denen sich kritische Verhältnisse andeuten, sind entsprechende Maßnahmen für eine Grundwasserentspannung vorzusehen. In manchen Fällen ist es auch möglich, durch bewußt erschütterungsintensiv eingebrachte Drainagepfähle den Gesamtmechanismus der Fluidisation und des - in diesem Stadium noch schadlosen - Abzuges der freigewordenen Wassermengen vorwegzunehmen. Dieses Prinzip wurde z. B. in artverwandten Situationen der hydraulischen Instabilität bei Rammortpfählen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1992) erfolgreich angewandt.

### 2.3.6.3 Hydraulische Überdrücke als Folge einer Blockade des Grundwasserstroms

Ein Eintrag von Wasser oder eines Wasser-Boden-Gemisches in den Wandquerschnitt ist auch dadurch möglich, daß die Dichtelemente einen vorhandenen Grundwasserstrom unterbrechen und sich noch vor dem Abbinden der Dichtmasse ein Wasserdruck  $p_w$  aufbaut, der den hydrostatischen Suspensionsdruck übersteigt. In Abb. 2.15 ist dazu beispielhaft eine Einphasendichtwand dargestellt. Als Untergrund steht überwiegend eine geringdurchlässige Matrix an, die allerdings von mehreren permeablen Schichten unterbrochen wird. Es wird davon ausgegangen, daß in den wasserwegigen Schichten, die sich z. B. aus Kiesen oder Konglomeraten zusammensetzen, vor dem Bauzustand ungespanntes Grundwasser strömt, dessen Spiegelfläche etwa parallel zur Geländeoberfläche verläuft. Wird nun eine Dichtwand in den Untergrund eingebracht, so penetriert die Suspension in der anfänglichen Stützphase zunächst in die

permeablen Schichten, wodurch es bereits in diesem Zustand zu einer ersten Blockade des bestehenden Grundwasserstromes kommen kann. Je nach Mächtigkeit und Wasserführung staut sich anschließend das Wasser in der permeablen Schicht vor der Dichtwand. Erreicht die Druckhöhe  $p_w = \gamma_w \cdot h_2$  in dem blockierten Bereich einen kritischen Wert, der die Suspensionsdruckhöhe  $p_s = \gamma_s \cdot h_1$  übersteigt, so kann die ursprünglich penetrierte Suspension zumindest partiell in den Schlitz zurückgedrückt werden und Wasser in den Schlitz eindringen. Diese Verdünnung braucht nun im laufenden Aushubbetrieb gar nicht bemerkt zu werden, denn einerseits wird dem Schlitz laufend weitere Suspension zugeführt, und andererseits haben die in die Suspension beim Aushub eingearbeiteten Bodenpartikel ebenfalls einen eindickenden Effekt. Der Wassereintritt kann also zunächst ohne Nachteil auf die Stabilisierung des Schlitzes bleiben.



**Abb. 2.15** Situation für eine mögliche hydraulische Instabilität einer Dichtwand im Grundwasserstrom

Hält der Wasserzustrom jedoch nach Abschluß der Aushubarbeiten weiter an, so können sich in der abbindenden Dichtmasse wassergefüllte Linsen und Kanäle und am Dichtwandkopf Quelltrichter bilden. Die gleichen Mechanismen sind grundsätzlich auch beim Zweiphasensystem und beim Schmalwandverfahren möglich, wenn der Wasserdruck so weit ansteigt, daß auch der höhere hydrostatische Druck der Zweitmasse beziehungsweise Schmalwandmasse überschritten wird.

Eine hydraulische Instabilität infolge eines blockierten Grundwasserstromes stellt sich generell umso eher ein, je spezifisch leichter die eigentliche Dichtsuspension ist, je schneller der kritische Wasserdruck erreicht wird und je langsamer sich die Eigenfestigkeit der Dichtmasse

entwickelt. Welches Ausmaß die entsprechenden Linsen- beziehungsweise Kanalbildungen bei dieser Form der hydraulischen Instabilität erreichen, hängt letztendlich von den örtlichen Gegebenheiten ab und kann nur durch entsprechende Nachuntersuchungen beziehungsweise Tests in situ geklärt werden. Es empfiehlt sich in solchen Fällen, ähnlich wie bei der durch Erschütterungen ausgelösten hydraulischen Instabilität (Abschnitt 2.3.6.2), bereits im Rahmen der Vorerkundungen solche Entwicklungen nicht auszuschließen und auch hier geeignete Entwässerungsmöglichkeiten während der Dichtwandherstellung vorzusehen.

## 2.4 Sonderverfahren

### 2.4.1 Backfillverfahren

Im Gegensatz zum klassischen Zweiphasenverfahren (Abschnitt 2.1.3) wird bei dem in der amerikanischen Dichtwandpraxis manchmal für einfache Fälle eingesetzten sogenannten Soil-Backfill-Verfahren kontinuierlich ein Graben ausgehoben und der zuvor entnommene Bodenaushub nach entsprechender Aufbereitung - gegebenenfalls unter Zugabe von Zuschlägen - wieder eingebaut (Abb. 2.16). Mit solchen Dichtmassen wird allerdings im allgemeinen nicht die für Schadstoffeinkapselungen erforderliche Dichtigkeit und deren Beständigkeit erreicht, so daß das Verfahren auf Sonderfälle beschränkt bleibt.

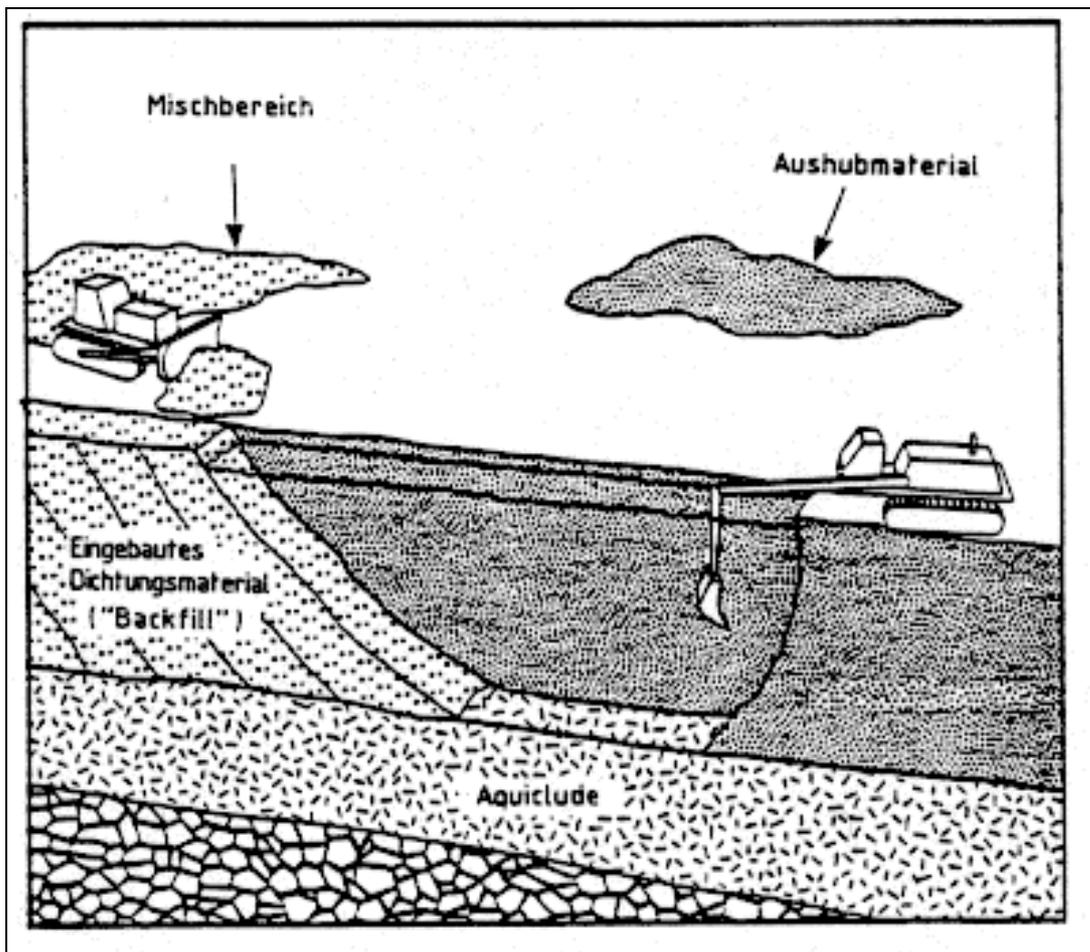


Abb. 2.16 Soil-Backfill-Verfahren

## 2.4.2 Gerammte Schlitzwand

Zur Herstellung einer **gerammten Schlitzwand** werden längliche Hohlkästen, die nach unten mit lösbaren Stahlplatten wasserdicht verschlossen werden, nacheinander in den Boden eingetrieben (KNAPPE 1987). Die gegenseitige Führung zwischen den einzelnen Hohlkästen wird durch Schlösser erreicht, die an den Längsseiten der Hohlkästen befestigt sind. Nach dem Rammen des dritten und vierten Elementes wird der zuerst gerammte Hohlkasten mit einer Dichtwandmasse gefüllt und anschließend unter Verlust der Sohlplatte mit einem Vibrationsbären, bei gleichzeitiger Verdichtung der Dichtmasse, wieder gezogen. Das gezogene Profil wird anschließend mit einer neuen Sohlplatte versehen, hinter das zuletzt gerammte Element umgesetzt und erneut abgeteuft (Abb. 2.17).

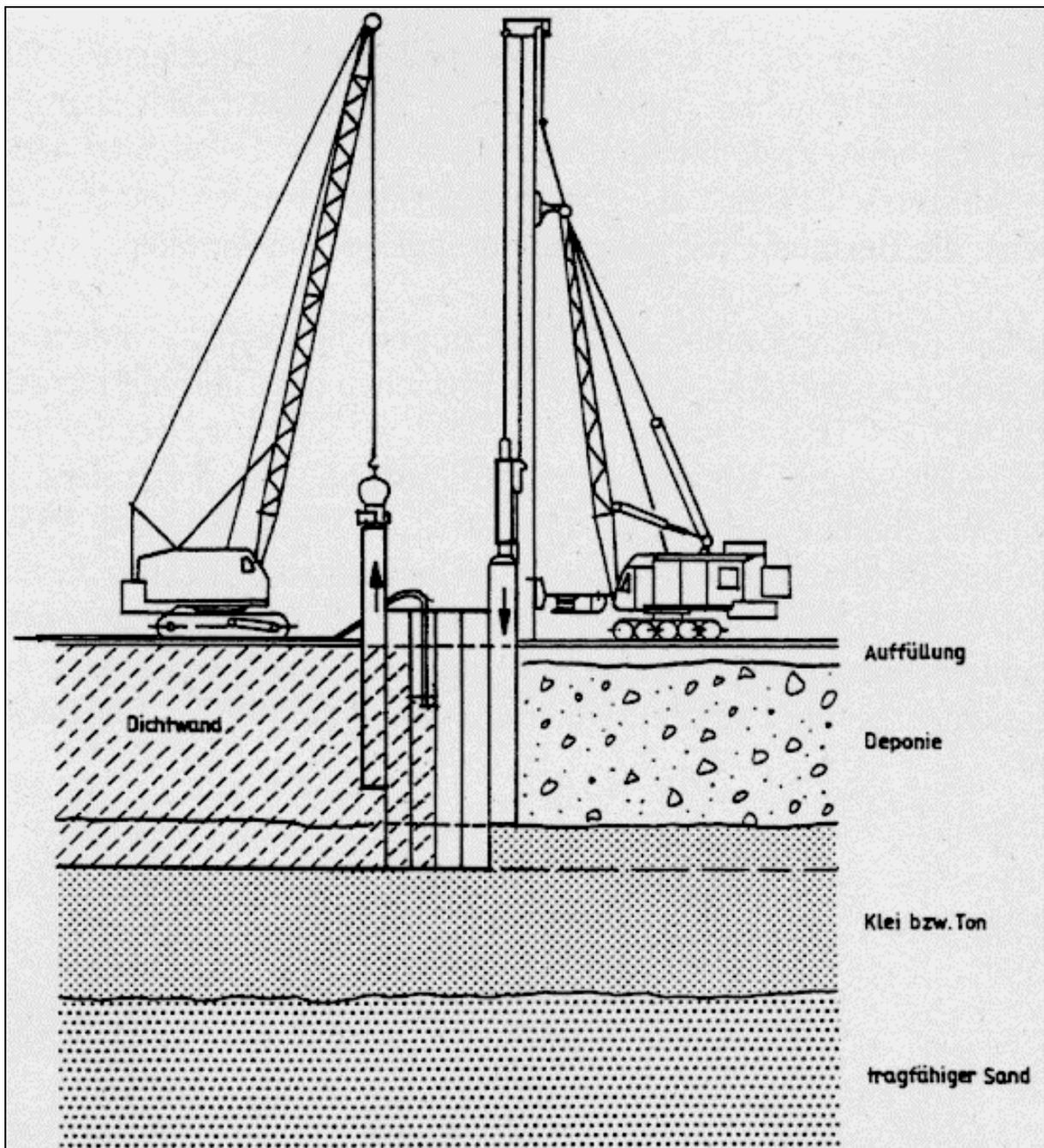


Abb. 2.17 Prinzip der Herstellung einer gerammten Schlitzwand

Mit diesem Verfahren wurden bisher Ausführungstiefen bis zu 10,0 m erreicht. Allgemein bleiben die möglichen Ausführungstiefen aufgrund des hohen Verdrängungsvolumens der eingesetzten Hohlkörper begrenzt, und die Anwendung bleibt auf sehr gut rammfähige Böden beschränkt. Da bei diesem Verfahren kein Aushub anfällt, können auch kontaminierte Böden oder Müllkörper durchfahren werden.

Infolge des relativ hohen Energieeintrags beim Einbringen der vergleichsweise großvolumigen Hohlkästen sind innerhalb der Voruntersuchungen und während der Bauphase mögliche hydraulische Instabilitäten (Abschnitt 2.3.6.2) besonders zu beachten.

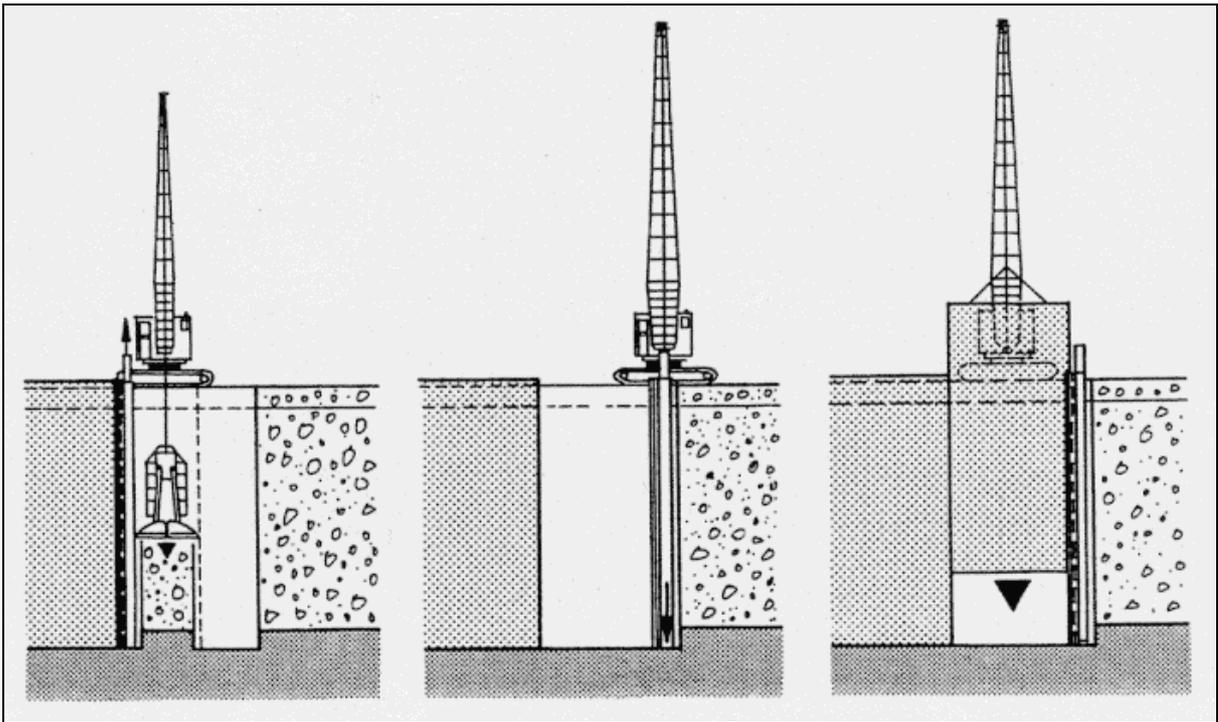
Hinsichtlich der eingesetzten Dichtmasse entspricht das Verfahren dem Zweiphasensystem. Da die primäre Stützung hier durch die Stahlkästen erfolgt, muß keine Stützsuspension entsorgt werden.

## **2.4.3 Kombinationsdichtwände des Einphasensystems**

### **2.4.3.1 Allgemeines**

Kombinationsdichtwände bestehen aus mehreren verschiedenen Dichtungsmaterialien, die gemeinsam in einem Wandsystem eingebaut werden. Durch geeignete Materialzusammensetzung lassen sich durch solche Kombinationsdichtungen einerseits die Dichtigkeit und andererseits, sofern sich eine der Absperrschichten als beständiger gegenüber einem degenerativen Schadstoffkontakt erweist, die Beständigkeit des Abdichtungssystems erhöhen.

In der Schlitzwandtechnik werden Kombinationsdichtungen hergestellt, indem zunächst der Schlitz im Einphasenverfahren ausgehoben wird. Nach Erreichen der Endtiefe werden in die noch flüssige Suspension zusätzliche Dichtelemente aus Stahl, Stahlbeton, Kunststoff oder Glas eingebaut. Der Herstellungsvorgang ist für eine Schlitzwand mit fortlaufend ausgeführten Lamellen schematisch in der folgenden Abb. 2.18 dargestellt (JESSBERGER et al. 1989). Bei dieser Verfahrensvariante wird die Stirnfläche der Vorläuferlamelle während des Lamellenaushubs durch ein Abschalrohr geschützt. Nach Beendigung des Aushubs wird das Rohr gezogen und an der dem Baugrund zugewandten Stirnseite neu eingebaut, wo es als Führungsröhr zum Einbau des zusätzlichen Dichtungselementes und später wiederum als Abschalrohr für den Aushub der folgenden Lamelle dient.



**Abb. 2.18 Bauablauf bei Herstellung einer Kombinationsdichtwand im Schlitzwandverfahren**

Für Kombinationsdichtungen zur Einkapselung von Altlasten werden vorwiegend Kunststoffdichtungsbahnen eingesetzt. Spundbohlen und auch Stahlbetonelemente werden vorwiegend eingesetzt, wenn die Dichtwand auch statische Funktionen übernehmen soll. Kombinationsdichtwände mit Glaselementen befinden sich derzeit in der Erprobung.

### 2.4.3.2 Kombinationsdichtwand mit Kunststoffdichtungsbahnen

**Kombinationsdichtungen mit Kunststoffdichtungsbahnen** wurden wahrscheinlich erstmalig in der ehemaligen Tschechoslowakei zur Umschließung einer Betriebsdeponie eingesetzt. In die maximal 9,5 m tiefe Dichtwand wurden 1,1 mm dicke Kunststoffdichtungsbahnen mit Breiten von 9,0 m eingestellt (MESECK 1987).

Derzeitig stehen zur Herstellung von Kombinationsdichtwänden mit Kunststoffdichtungsbahnen verschiedene Verfahren zur Verfügung, die sich baubetrieblich durch das Einbauverfahren, abdichtungstechnisch durch den verwendeten Kunststoff sowie durch die Verbindung der einzelnen Abdichtungselemente unterscheiden (JESSBERGER et al. 1989).

Der Einbau von aufgespannten Kunststoffdichtungsbahnen mit einem Einbaurahmen führt wegen der großen Fläche bereits bei geringen Windstärken zu erheblichen Problemen. Dagegen erscheinen Verfahren, bei denen die Kunststoffbahnen einerseits mittels eines Ballastgewichtes von einer Trommel abgerollt und in den Schlitz abgesenkt werden und andererseits mit Schlössern versehen sind, die von Bahn zu Bahn ineinandergreifen, als aussichtsreicher (Bild 2.7). Die Erfahrung zeigt jedoch, daß das Einführen in Schloßkonstruktionen bei zwangsläufig versandeter Suspension ab Tiefen von 10 m bis 15 m problematisch werden kann. Neuentwicklungen, die diesem Nachteil abhelfen sollen, sind in Vorbereitung.

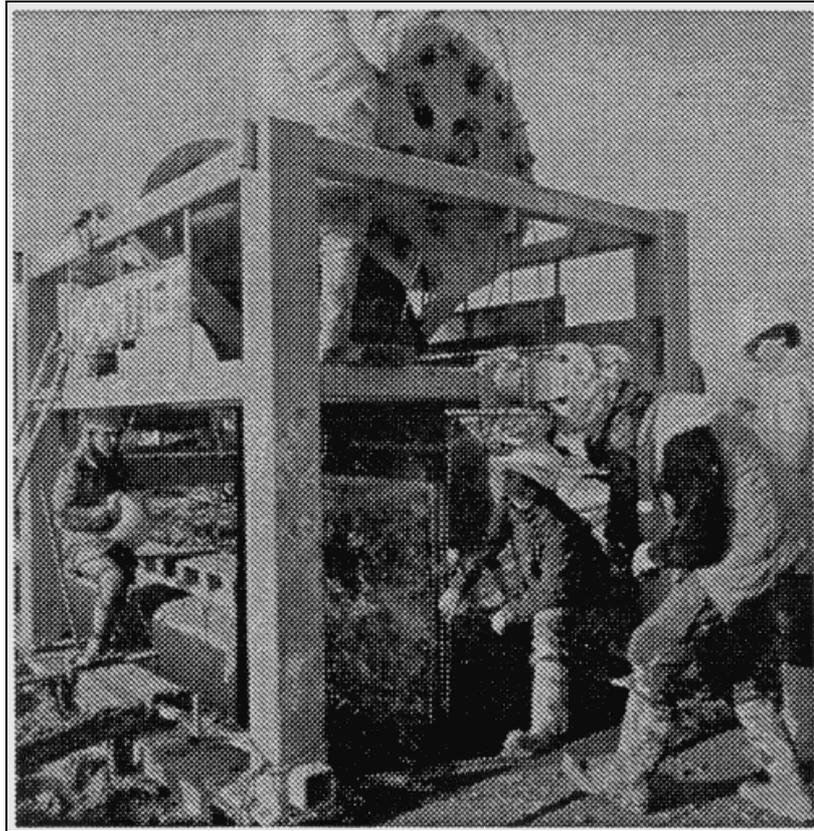


Bild 2.7 Kombinationsdichtwand mit Kunststoffdichtungsbahn

### 2.4.3.3 Kombinationsdichtwand mit eingestellten Glaselementen

Durch Einstellen von Glaselementen in die Schlitzwand können sogenannte Labyrinthwände aufgebaut werden. Hierbei werden einreihige Glaselemente mit einfacher oder zweifacher Schloßdichtung und mehrreihige Labyrinthwände mit mehrfacher Schloßdichtung unterschieden (Abb. 2.19). Die Glaselemente haben verfahrensbedingt eine Höhe von bis zu 15 m. Tieferere Kombinationswände lassen sich nur durch Kopplung der Glaselemente mit horizontaler Fugenausbildung auf der Baustelle herstellen.

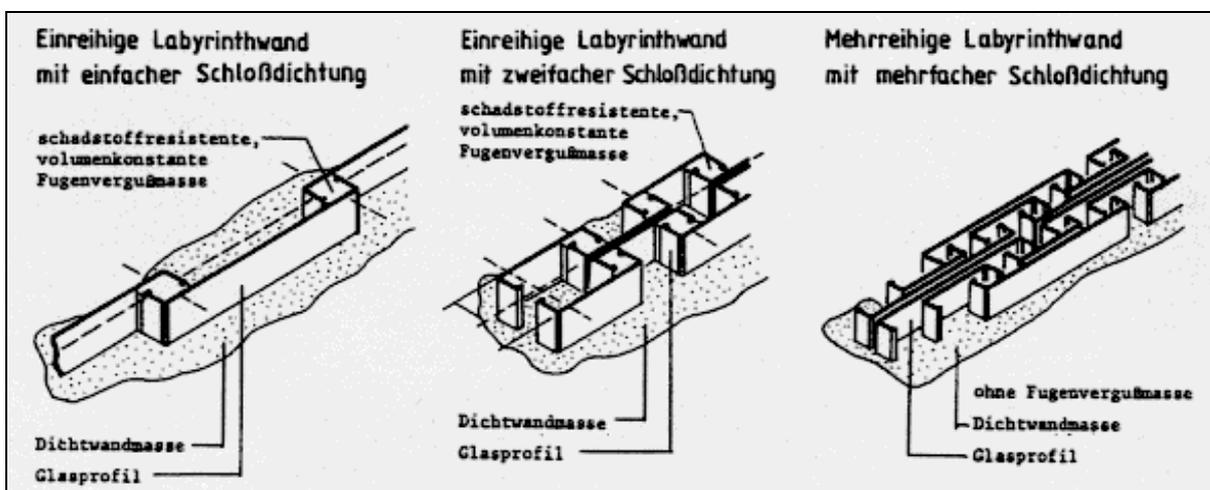


Abb. 2.19 Systemskizzen verschiedener Glasdichtwände als Labyrinthwände (WIND 1993)

Die Glaselemente haben HDPE-Gleitschlösser und werden so in die Schlitzwand eingestellt, daß Fugenkammern entstehen. Anschließend wird die Dichtmasse aus den Fugenkammern ausgespült und durch eine Fugenvergußmasse auf Silanbasis ersetzt. Die Glaselemente können aufgrund ihrer hohen chemischen Beständigkeit als praktisch dicht angesehen werden (REINHARDT & SIEGEL 1990). Die Systemdurchlässigkeit dieser Kombinationsdichtwand wird von der Durchlässigkeit der Fugenvergußmasse und der Länge des Fließweges in den Fugenkammern sowie von der Wirksamkeit der Wandeinbindung in die Basisabdichtung bestimmt.

Bei der werkseitigen Produktion der Glaselemente können Edelstahldrähte mit eingebaut werden. Nach Herstellerangaben ist damit eine Funktionskontrolle der Glaselemente im Schlitz möglich. Durch Beeinflussung des elektrischen Widerstandes bei Kontakt der Drähte mit elektrolythaltigen Lösungen, wie z. B. Sickerwässern, sollen Leckagen geortet und lokalisiert werden können.

#### 2.4.4 Einbau besonders resistenter Dichtmassen am Dichtwandfuß

Schadstoffphasen mit einer im Vergleich zum Wasser höheren Dichte können sich bevorzugt oberhalb von natürlichen oder künstlichen Basisabdichtungen anreichern und anschließend insbesondere am Dichtwandfuß von Einkapselungsmaßnahmen in einen unmittelbaren, möglicherweise degenerativen Kontakt mit der Dichtmasse treten. Bei Hinweisen auf derartig konzentrierte Schadstoffe oberhalb des Stauhorizontes kann versucht werden, hier bereichsweise besonders resistente Dichtmassen, z. B. ohne Verwendung hydraulischer Bindemittel (Abschnitt 2.5.3), einzusetzen (Abb. 2.20).

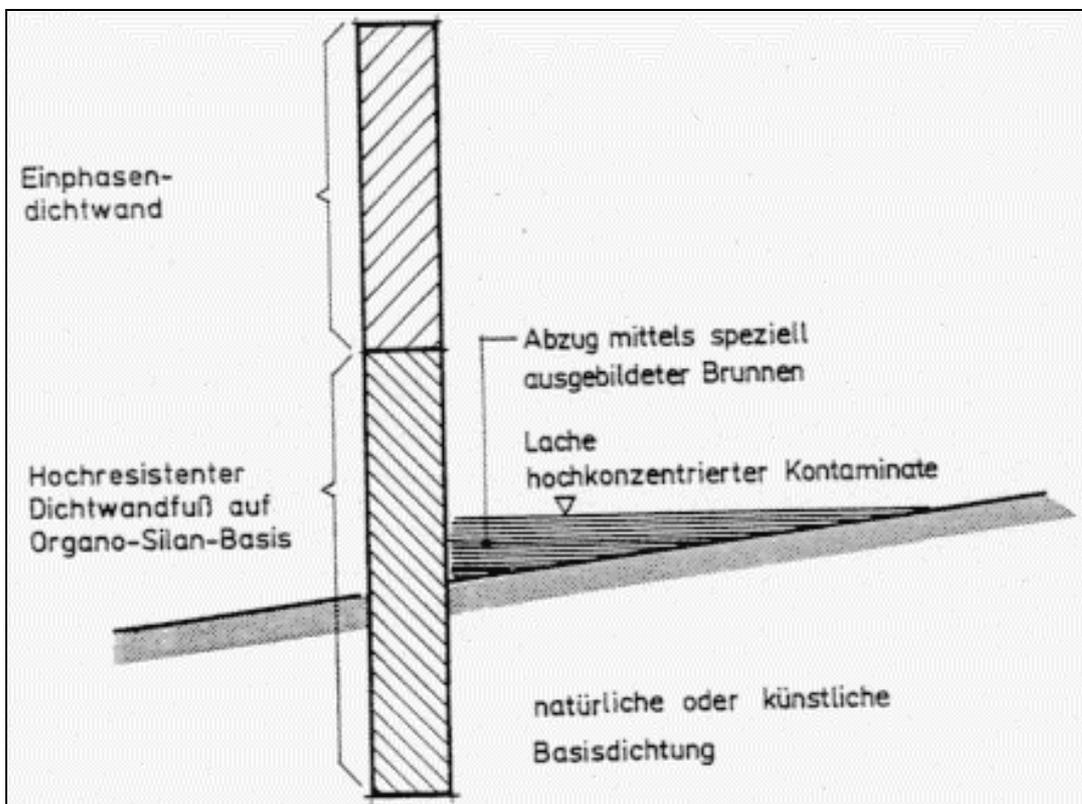


Abb. 2.20 Schematische Darstellung eines hochresistenten Dichtwandfußes

## 2.4.5 Parallelschlitzwände nach dem sogenannten Kammersystem

Das sogenannte Kammersystem besteht aus zwei parallel geführten Schlitz- beziehungsweise Schmalwänden mit einem gegenseitigen Abstand von etwa 4 m bis 8 m. Der zwischen den beiden Wänden verbleibende Raum kann durch Querwände in bis zu 50 m lange Einzelkammern eingeteilt werden (Abb. 2.21). Das System hat zunächst den Vorteil einer doppelten Sicherung aufgrund der zweischaligen Wand. Darüber hinaus besteht der Vorteil der einfachen Überprüfbarkeit jeder einzelnen Kammer sowohl unmittelbar nach ihrer Fertigstellung wie auch während der späteren Betriebsphase.

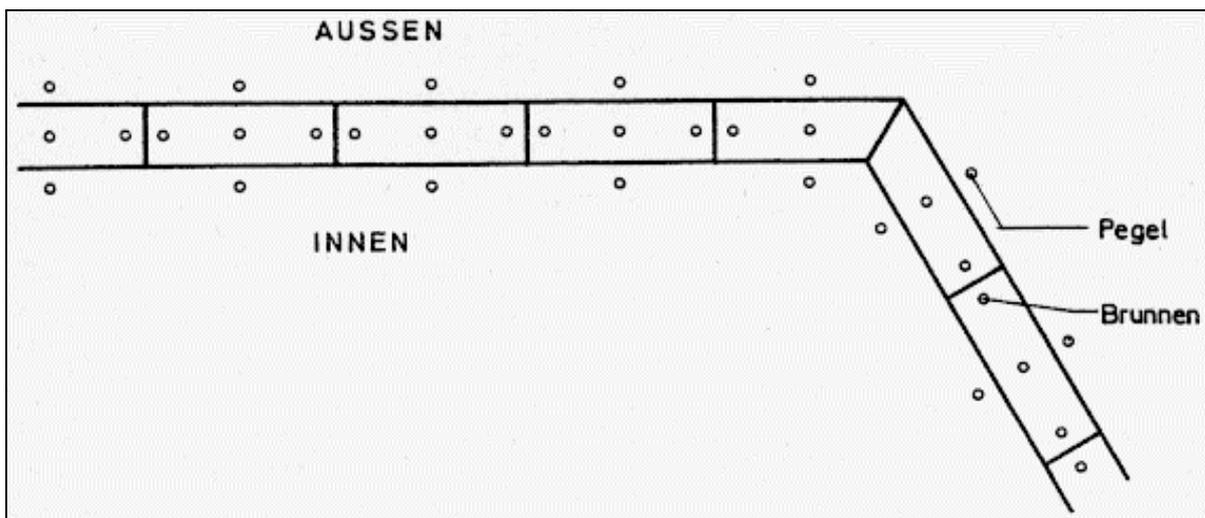


Abb. 2.21 Grundriß eines Kammersystems

Abb. 2.22 zeigt die Wasserstände im späteren Betriebsstadium, in dem eine Inversionsströmung betrieben wird. Bei voller hydraulischer Wirksamkeit beider Wände muß der Wasserspiegel in der Kammer etwa auf halber Höhe zwischen dem äußeren Grundwasserstand und dem abgesenkten Wasserspiegel im Inneren der Einkapselung liegen. Reduziert sich die hydraulische Wirksamkeit der äußeren Wand, steigt der Wasserspiegel in der Kammer. Verliert dagegen die innere Wand einen Teil ihrer Dichtungswirkung, so fällt der Wasserspiegel in der Kammer.

Aufgrund der Kosten wird das Kammersystem zumeist mit Schmalwänden ausgeführt (Abschnitt 2.2). Die endgültige Systemwahl erfolgt jeweils nach Abwägung der örtlichen Gegebenheiten, den wirtschaftlichen Bedingungen und dem Gefahrenpotential der einzukapselnden Altlast.



Nach heutigem Kenntnisstand läßt sich ein weitgehend homogenes Abdichtungsmaterial mit folgender Aufbereitungsabfolge herstellen: In einer sogenannten Primäraufbereitung wird der Schlitzwandaushub zunächst entweder mit einem Zwangsmischer oder on site mit Raupen homogenisiert. Hier lassen sich weitere Erdstoffe mit dem Ziel einer guten Kornabstufung sowie der Verbesserung der erdbaulichen Verarbeitbarkeit beimengen. Der nachlaufende Abbindungsprozeß der hydraulisch aktiven Komponenten in der Dichtmasse bedingen anschließend eine Zwischenlagerung des Schlitzwandaushubes. Hierfür sind deponienah Lagerflächen vorzusehen. Der Zeitraum der Zwischenlagerung sollte mindestens 90 Tage betragen. Umfangreiche Labor- und Baustellenuntersuchungen haben bestätigt, daß die Abbindeprozesse nach diesem Zeitraum weitgehend abgeschlossen sind. Anschließend wird der dichtmassenversetzte Aushub ein zweites Mal in einem Zwangsmischer homogenisiert. Im Rahmen dieser Sekundäraufbereitung können weitere Komponenten, wie z. B. Bentonit, beigemischt werden, um das mineralische Material den hydraulischen und mechanischen Anforderungen einer Oberflächenabdeckung anzupassen. Die bei den Aufbereitungen zuzumischenden Komponenten sind abhängig von der Rezeptur der Dichtmasse, der Zusammensetzung des Bodenaushubs und dem beim Schlitzwandaushub entstehenden Verhältnis von Dichtmasse zu Bodenaushub. Somit ist die Vorgehensweise in jedem einzelnen Fall projektbezogen festzulegen, um die für die mineralische Komponente einer Oberflächenabdeckung geforderten hydraulischen und mechanischen Kennwerte sicherzustellen.

## 2.5 Zusammensetzung und Eigenschaften von Dichtwandmassen

### 2.5.1 Mischungskomponenten für Dichtwandmassen

Die wichtigsten **Mischungskomponenten** zur Aufbereitung von Dichtmassen sind zunächst Bentonite, hydraulische Bindemittel und Wasser, daneben weitere Mischungskomponenten wie Ton- und Gesteinsmehle oder Flugaschen sowie, z. B. zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit oder des Sorptionsverhaltens, auch besondere Dichtwandadditive.

**Bentonit** ist ein hochquellfähiger Ton, der zu 60 Massen% bis 80 Massen% aus dem Tonmineral Montmorillonit besteht. Der Montmorillonit gehört zur Gruppe der Dreischichtminerale aus zwei außen angeordneten Tetraederschichten und einer dazwischen liegenden Oktaederschicht (SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL 1989). Ein Teil der Aluminiumionen der Oktaederschicht beziehungsweise der Siliciumionen der Tetraederschichten können durch Ionen niedrigerer Wertigkeit isomorph ausgetauscht sein. Dabei entsteht jedoch eine negative Oberflächenladung, die durch Anlagerung von Kationen wie Calcium- oder Natriumionen neutralisiert werden kann. Je nach Art der Kationenanlagerung spricht man dann von Natrium- oder Calciumbentoniten. Eine wesentliche Eigenschaft des Bentonits ist die innerkristalline Quellung: Die angelagerten Kationen haben bei Vorhandensein von Wasser das Bestreben, sich innerhalb einer entsprechenden Quellzeit zu hydratisieren. Dabei kann sich der Abstand zwischen den einzelnen Silicatschichten im Tonmineral erheblich vergrößern. Da Natriumionen bei der Hydratation gegenüber Calciumionen mehr Wasser aufnehmen, ist die Quellfähigkeit von Natriumbentoniten entsprechend größer.

Demgegenüber sind **Tonmehle** allgemein aus Ein- und Zweischichttonmineralen aufgebaut, die im Vergleich zu Bentoniten eine geringere Austauschkapazität und ein geringeres Hydrationsvermögen und damit auch eine geringere Quellfähigkeit aufweisen. Diese Tonmehle sind aufgrund ihrer Reaktionsträgheit nur unwesentlich an chemischen Prozessen beteiligt und finden daher vornehmlich als sogenannte inerte Füllstoffe Verwendung.

Als **hydraulische Bindemittel** wurden zunächst Zemente nach DIN 1164 eingesetzt. Dabei wurden fast ausschließlich hochsulfatbeständige Hochofenzemente verwendet, die zu günstigeren Eigenschaften der frischen Dichtwandmassen und zu einer höheren chemischen Beständigkeit der abgebundenen Dichtmassen führten (MESECK 1987). Hochofenzemente nach DIN 1164 enthalten zwischen 36 Massen% und 80 Massen% Hochofenschlacke und zwischen 20 Massen% und 64 Massen% gemahlene Portlandzementklinker. Nach SCHÄFFLER (1980) ist bei einem Hochofenschlackenanteil von mindestens 50 Massen% mit einer höheren chemischen Beständigkeit zu rechnen. Für Zemente mit hoher Sulfatbeständigkeit wird ein Anteil an Hochofenschlacke von mindestens 70 Massen% gefordert. Die Mahlfineinheit ist bei Herstellung von Zementen nach DIN 1164 so einzustellen, daß eine Oberfläche von mindestens 2200 cm<sup>2</sup>/g erreicht wird.

Die chemische Reaktion des Zementes verläuft als topochemische Reaktion an der Oberfläche der Zementpartikel in drei Phasen. Dabei wird Wasser durch Einbau in die Hydratverbindungen kristallin gebunden (KRENKLER 1980, CZERNIN 1977). In der ersten Hydratationsphase - der Erstarrung - bildet sich um die einzelnen Zementpartikel eine Gelhülle, die zu nadelförmigen Strukturen ohne Kontakt zu den benachbarten Zementpartikeln heranwächst. Anschließend bilden sich in der zweiten Hydratationsphase faserförmige Hydratationsprodukte, die die Zwischenräume überbrücken und damit dem Zementleim ein stabileres Grundgefüge verleihen. In der Nacherhärtung der dritten Hydratationsphase werden weitere Porenräume durch feinkristalline Hydratationsprodukte besetzt.

Für die vollständige Hydratation des Zementes, die bei zeitlich abnehmender Reaktionsgeschwindigkeit unter Umständen über mehrere Jahre ablaufen kann, sind ca. 35 % bis 40 % Wasser bezogen auf das Zementgewicht notwendig. Davon werden ca. 60 % chemisch gebunden, das heißt in die Hydratverbindungen kristallin eingebaut, die übrigen ca. 40 % werden physikalisch als sogenanntes Gelwasser gebunden.

Das Volumen der entstehenden Hydratverbindungen entspricht volumetrisch nicht der Summe aus Zement und chemisch gebundenem Wasser, dessen Anteil ca. 25 % des Zementgewichts beträgt. Bei der Zementreaktion tritt eine Volumenverringerung ein, die ca. 1/4 des Volumens des chemisch gebundenen Wassers entspricht. Diese innere Volumenänderung wird Schrumpfung oder "chemisches Schwinden" genannt (KRENKLER 1980). Infolge des chemischen Schwindens entstehen allgemein im Innern des Zementsteins Poren, in die aufgrund einer Saugspannung Wasser von außen beziehungsweise aus den äußeren Kapillarporen gesogen wird.

Vom chemischen Schwinden ist das Schwinden des Zementsteins zu unterscheiden, das eine Folge der Wasserverdunstung ist. Wassergesättigter Zementstein, das heißt Zementstein, der unter Wasser gelagert wird, schwindet nicht. Ist jedoch die Luft um den Zementstein herum nicht wassergesättigt, verdunstet Wasser aus der Zementsteinstruktur, und es kommt zu äußeren Volumenverringerungen des Zementsteines (bis zu 2 mm/m; KRENKLER 1980) bezie-

ungsweise zu Schwindrissen, wenn der Zementstein äußerlich nicht frei verformbar ist. Tritt der Zementstein nach einem Schwindprozeß wieder in Kontakt mit Wasser, ist ein Teil des Schwindmaßes reversibel, das heißt er wird durch Quellung kompensiert. Bei hohen Wasser-Zement-Werten ist das Schwindmaß aufgrund der größeren Kapillarporen, bei hoher Mahlfineinheit aufgrund der größeren Oberfläche größer.

Mit weiter fortschreitender Entwicklung der Dichtmassen kamen neben den Zementen nach DIN 1164 besondere hydraulische Dichtmassenbindemittel auf den Markt, die eigens auf den speziellen Anwendungsfall der Altlastensicherung abgestimmt sind. Dabei standen neben baubetrieblichen Randbedingungen, wie z. B. dem langsamen Abbinden zur Gewährleistung längerer Schlitzzeiten (Aushubzeiten), die Dichtigkeit und die chemische Beständigkeit der abgebundenen Dichtwandmassen im Vordergrund. Diese Dichtmassenbindemittel zeichnen sich insbesondere durch einen erhöhten Hochofenschlackenanteil und durch eine erhöhte Mahlfineinheit gegenüber den Zementen nach DIN 1164 aus.

Zur Erhöhung des Feststoffanteils sowie zur teilweisen Substitution hydraulischer Komponenten (Bentonite und Zemente oder Dichtmassenbindemittel) werden den Dichtwandmassen **mineralische Füllstoffe** wie gering quellfähige Tonmehle, Flugaschen und Gesteinsmehle auf der Basis von Kalkstein oder Quarz zugesetzt. Dabei sollten mit dem Ziel hoher chemischer Beständigkeit vorrangig solche Stoffe Verwendung finden, die aufgrund ihrer Reaktionsträgheit in möglichst geringem Maße an chemischen Prozessen beteiligt sind.

Um beim Niederbringen von Schlitzwandlamellen im Einphasensystem höhere Endtiefen erreichen zu können, kann die Verarbeitbarkeit der Suspensionen im begrenzten Maß durch chemische Zusätze gesteuert werden. Aus der Betontechnologie sind dazu Betonverflüssiger, Fließmittel und Erstarrungsverzögerer bekannt. Für den besonderen Fall der Einkapselung kontaminierter Standorte mit Einphasen-Dichtungsschlitzwänden wurden z. B. Dichtwandmassenadditive auf Organo-Silan-Basis entwickelt, die neben einer Fluidisierung der Suspension und einer Verzögerung des Abbindeprozesses auch die Grenzflächen- und Kapillareigenschaften der Dichtmasse so verändern sollen, daß ein Eindringen oder Durchströmen von Schadstoffen erschwert oder verhindert wird (HÜLS AG 1992). Mögliche Qualitätsbeeinflussungen des Grundwassers durch die Dichtmasse können gegebenenfalls mit Hilfe von sogenannten Umströmungsversuchen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1985, 1989a) unter Beachtung projektspezifischer Randbedingungen in Vorversuchen erfaßt werden. Für diese Untersuchungen existieren bisher keine standardisierten Prüfmethode, so daß hier weiterer Forschungsbedarf besteht.

Zur Aufbereitung der Suspensionen wird als Dispersionsmittel Wasser verwendet, das dem Trinkwasserversorgungsnetz oder über Brunnen dem anstehenden Grundwasser entnommen werden kann. Da in Wasser gelöste Elektrolyte das Quellvermögen von Bentoniten sowie die Hydratation des Zementes beziehungsweise des Dichtmassenbindemittels beeinflussen können, ist die Wasserqualität durch Messung der Leitfähigkeit, des pH-Wertes sowie der Härte laufend zu kontrollieren (MESECK 1987). Dies gilt insbesondere bei der Entnahme von Wasser aus Vorkommen im Baustellenbereich.

## 2.5.2 Dichtwandmassen für Einphasen-Dichtwände

Für Abdichtungen gegen nicht- oder geringbelastete Wässer wurde bisher aufgrund der Wirtschaftlichkeit des Verfahrens fast ausschließlich das Einphasensystem eingesetzt (MESECK 1987, MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990). Dabei bestanden die Mischungen im allgemeinen aus Natriumbentonit, Zement und Wasser (Tabelle 2.3). Die Wichte dieser sogenannten konventionellen Natriumbentonit-Zement-Suspensionen liegt bei ca.  $\gamma = 11,5 \text{ kN/m}^3$ . Die erreichbare Größenordnung für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  gegenüber Wasser liegt etwa bei  $10^{-9} \text{ m/s}$  und gegenüber kontaminierten Fluiden bis zu einer Zehnerpotenz höher. Chemische Interaktionen zwischen den Mischungskomponenten führten zu Problemen bei der Herstellung der Dichtwände durch große Wasserverluste und Verdickungen der Dichtwandmassen. Auch aufgrund der relativ geringen chemischen Beständigkeit werden diese Massen für Sicherungsmaßnahmen heute nur noch zurückhaltend eingesetzt (US EPA 1984, D'APPOLONIA 1980).

Zur Erhöhung der chemischen Beständigkeit der Dichtwandmassen wurde der Natriumbentonit in den Rezepturen durch Calciumbentonit ersetzt (Tabelle 2.3). Aufgrund seiner geringeren Wasserbindung mußte die Konzentration des Calciumbentonits zur Herstellung einer sedimentationsstabilen Suspension entsprechend erhöht werden (GEIL 1989). Die Wichten dieser Suspensionen liegen in der Größenordnung von  $\gamma = 12,5 \text{ kN/m}^3$ . In der weiteren Entwicklung der Dichtmassen zur Sicherung kontaminierter Standorte wurde der Feststoffgehalt der Rezepturen mehr und mehr gesteigert. Dabei wurden zum Teil neu entwickelte Dichtmassenbindemittel (Abschnitt 2.5.1) verwendet und ein Teil des Bentonitanteils durch weniger quellfähige Komponenten wie z. B. Ton- und Gesteinsmehle ersetzt. Da diese hochfeststoffreichen Rezepturen ohne sonstige Maßnahmen zu relativ dickflüssigen Suspensionen führten, wurden Additive entwickelt (Abschnitt 2.5.1), die die Suspension zunächst fluidisieren und den Abbindeprozeß in der Anfangsphase verzögern können. Mit solchen Rezepturen, die eine Wichte von ca.  $\gamma = 13,0 \text{ kN/m}^3$  aufweisen, kann der Durchlässigkeitsbeiwert bis unter  $k = 10^{-11} \text{ m/s}$  reduziert werden.

In der Tabelle 2.3 sind Rezepturen von Dichtwandmassen für Schlitzwände im Einphasensystem zusammengestellt.

## 2.5.3 Dichtmassen für Zweiphasen-Dichtwände

Dichtmassen für **Zweiphasen-Dichtwände** werden, nachdem die Schlitzwandlamelle im Schutz der Primärsuspension auf ihre Endtiefe niedergebracht wurde, im Kontraktorverfahren eingebaut (Abschnitt 2.1.3). Die Rezepturen dieser Massen bestehen in der Regel aus Bentonit, Tonmehl, Zement, Gesteinsmehlen und Zuschlägen aus Sand und anderen Mineralstoffen (Tabelle 2.4). Damit lassen sich Durchlässigkeitsbeiwerte in der Größenordnung von  $k = 10^{-12} \text{ m/s}$  bis  $k = 10^{-11} \text{ m/s}$  erreichen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990).

Dichtmasse	Rezeptur je m <sup>3</sup> Suspension	Anwendungsfall
konventionelle Natriumbentonit-Zement-Suspension	30 - 50 kg Natriumbentonit 180 - 220 kg Zement (sulfatbeständiger HOZ) ≈ 900 kg Wasser	Abdichtung gegenüber nicht- oder geringbelasteten Wässern (z. B. Hausmülldeponie Dreieich-Buchschlag, Hausmülldeponie Heßheim)
Calciumbentonit-Zement-Suspension	165 - 250 kg Calciumbentonit 140 - 200 kg Zement (sulfatbeständiger HOZ) 850 - 900 kg Wasser	Suspensionen mit höherer chemischer Beanspruchbarkeit zur Sicherung von Altlasten (z. B. Wien - Rautenweg)
hochfeststoffreiche Calciumbentonit-Zement-Suspensionen	8 kg Natriumbentonit 306 kg Calciumbentonit 183 kg Dichtmassenbindemittel 3 kg Additiv 809 kg Wasser <hr/> 153 kg Tonmehl 153 kg Calciumbentonit 183 kg Dichtmassenbindemittel 2,5 kg Additiv 812 kg Wasser	Suspensionen mit höherer chemischer Beanspruchbarkeit, für größere Ausführungstiefen bis ca. 50 m (z. B. Sonderabfalldeponie Gerolsheim)

Tabelle 2.3 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schlitzwänden im Einphasenverfahren

Dichtmasse	Rezeptur je m <sup>3</sup> Suspension	Anwendungsfall
Zweitmasse auf Ton-Zementbasis mit Flugasche	650 kg Opalinuston 100 kg EPA-Füller (Flugasche) 150 kg Zement (sulfatbeständiger HOZ) 670 kg Wasser	Einkapselung der Sonderabfalldeponie Malsch, Baden-Württemberg; gefräste Zweiphasen-Dichtungsschlitzwand (LFU 1993)
Zementfreie DYNAGROUT-Dichtmasse	297,4 kg Tonmehl 52,6 kg Flugasche 679,5 kg Sand 0 - 2 1029,5 kg Kies 2 - 8 36,6 kg Wasserglas HK 30 2,7 kg DYNAGROUT DWR-A 5,5 kg DYNAGROUT DWR-B 183,9 kg Wasser	Einkapselung der Sonderabfalldeponie Breitscheid (DÜLLMANN et al. 1993); ca. 6 m hoher Dichtwandfuß in Teilbereichen der Sicherungsmaßnahme Sonderabfalldeponie Gerolsheim

Tabelle 2.4 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schlitzwänden im Zweiphasenverfahren

Der Feststoffgehalt für Zweiphasen-Dichtwandmassen wird allgemein nur durch die Einbaubedingungen (z. B. die Pumpfähigkeit über die Rohrverbindung von der Aufbereitungsanlage zum Schlitz) begrenzt und kann auf Wichten bis über  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  gesteigert werden.

Die Körnungslinie sollte mit dem Ziel eines minimalen Porenraumes gut abgestuft, das heißt an der sogenannten FULLER-Linie orientiert sein. Das Größtkorn sollte, soweit die Aufbereitungs- und Transporttechnologie sowie die Schlitzwanddicke darauf abgestimmt sind, 30 mm nicht überschreiten (EAU 1990). Den Rezepturen können als Zusätze z. B. Gelbildner auf Wasserglasbasis mit entsprechenden Reaktiven zugemischt werden, um den Porenraum durch ein Gel auszufüllen. Dichtmassen mit einer im Laborversuch hohen Resistenz gegen verschiedene CKW- und vergleichbare organische Schadstofftypen werden z. B. auf der Basis von Organo-Silanen als sogenannte DYNAGROUT-Massen angeboten. Gleichzeitig ist gegebenenfalls nachzuweisen, daß durch die Gelbildner oder Additive das Grundwasser nicht nachhaltig beeinflusst wird. Dieser Nachweis kann im Labormaßstab beispielsweise durch Umströmung abgebundener Dichtmassenprobekörper mit anschließenden chemischen Analysen des Umströmungswassers erfolgen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1985, 1989a).

### 2.5.4 Dichtmassen für Schmalwände

An Dichtmassen, die mit dem Schmalwandverfahren eingebaut werden, sind grundsätzlich die gleichen Forderungen wie an die mit der Schlitzwandtechnik verarbeiteten Massen zu stellen. Durch die vergleichsweise kurze Herstellungszeit eines Stiches kann jedoch die Wichte der Dichtmasse durch die Zugabe von inerten Füllern, wie z. B. Steinmehl, auch ohne zusätzliche chemische Additive wesentlich erhöht werden (Tabelle 2.5). Um der Rückverformung des verdrängten Bodens (Abschnitt 2.3.4.6) entgegenzuwirken und um die Erosionsbeständigkeit der Dichtmasse zu erhöhen, sollte die Wichte einer Schmalwandsuspension nicht unter  $\gamma_{ma} = 15 \text{ kN/m}^3$  eingestellt werden (GDA 1993).

### 2.5.5 Fertigmischungen

Zur Begrenzung des Aufbereitungsaufwandes auf der Baustelle und zur Vereinfachung der Qualitätssicherung sind verschiedene Baustoffhersteller dazu übergegangen, Fertigmischungen oder vorgemischte Teilprodukte für Schlitz- und Schmalwandmassen anzubieten. Die Zusammensetzung ist dabei etwa an den in Abschnitt 2.5.2 bis 2.5.4 angegebenen Rezepturen orientiert. Von Silofahrzeugen aus werden die Mischungen auf der Baustelle in Vorratssilos eingeblasen und zur Aufbereitung der Suspensionen mit hoher Energie in Wasser dispergiert. Lager-, Aufbereitungs- und Transporttechnologie sind im Einzelfall auf die gewählte Fertigmischung abzustimmen. Mögliche Inhomogenitäten in der Feststoffzusammensetzung - bedingt durch den Transport beziehungsweise durch das Einblasverfahren - müssen durch laufende Kontrollen beziehungsweise entsprechende Aufbereitung ausgeschlossen werden.

Mischungskomponente	Anteil in kg je m <sup>3</sup> Suspension	Anwendungsfall
Natriumbentonit	39	Brombachtalsperre
HOZ	170	
Steinmehl	740	
Wasser	644	
Calciumbentonit	115	Deponie Rautenweg, Wien
HOZ	138	
Kalksteinmehl	576	
Wasser	645	
Natriumbentonit-Compound*	191	Deponie Gifhorn
Kalksteinmehl	543	
Wasser	743	

\* Fertigmischung

Tabelle 2.5 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schmalwänden

## 2.5.6 Aufbereitung und Regeneration von Dichtwandsuspensionen

### 2.5.6.1 Aufbereitungstechnik

Schlitzwand- und Schmalwandsuspensionen werden auf der Baustelle in speziellen Mischanlagen aufbereitet. Diese bestehen generell aus den Vorratssilos für die pulverförmigen Feststoffe, wie z. B. Bentonit oder Bindemittel, den Mischaggregaten zur Einmischung der Feststoffe in das Anmachwasser sowie den Dosier- und Fördereinrichtungen für die einzelnen Mischungskomponenten. Die Abb. 2.23 zeigt den schematischen Aufbau einer Mischanlage für die Aufbereitung einer Fertigmischung, Bild 2.8 eine Mischanlage zur Aufbereitung einer feststoffreichen, aus mehreren Feststoffkomponenten zusammengesetzten Einphasensuspension.

Die Mischaggregate arbeiten entweder chargenweise oder kontinuierlich. Bei der chargenweisen Aufbereitung der Dichtsuspension werden die Feststoffkomponenten zusammen mit Wasser entsprechend der vorgesehenen Rezeptur in einen Mischbehälter gefüllt und kolloidal aufgeschlossen. Der Aufschluß erfolgt z. B. mit rotierenden perforierten Mischpaddeln, die sehr hohe Scherkräfte in der Wasser-Feststoff-Mischung erzeugen (Abb. 2.24). Während des Mischvorgangs wird die Suspension so lange in einem Kreislauf geführt, bis die erforderliche Homogenität und Dispersion erreicht ist. Anschließend wird die Suspension in einen Vorratsbehälter entleert, und der Mischvorgang beginnt von vorn. Bei Mehrkomponentenmischungen, wie z. B. der hochfeststoffreichen Einphasensuspension (Tabelle 2.3), werden häufig auch mehrere Mischaggregate eingesetzt. Im Gegensatz zur chargenweisen Aufbereitung erfolgt der Mischvorgang bei der kontinuierlichen Aufbereitung mit einem gleichmäßigen Suspensionsfluß, wie z. B. in dem Turborohrmischer der Abb. 2.23.

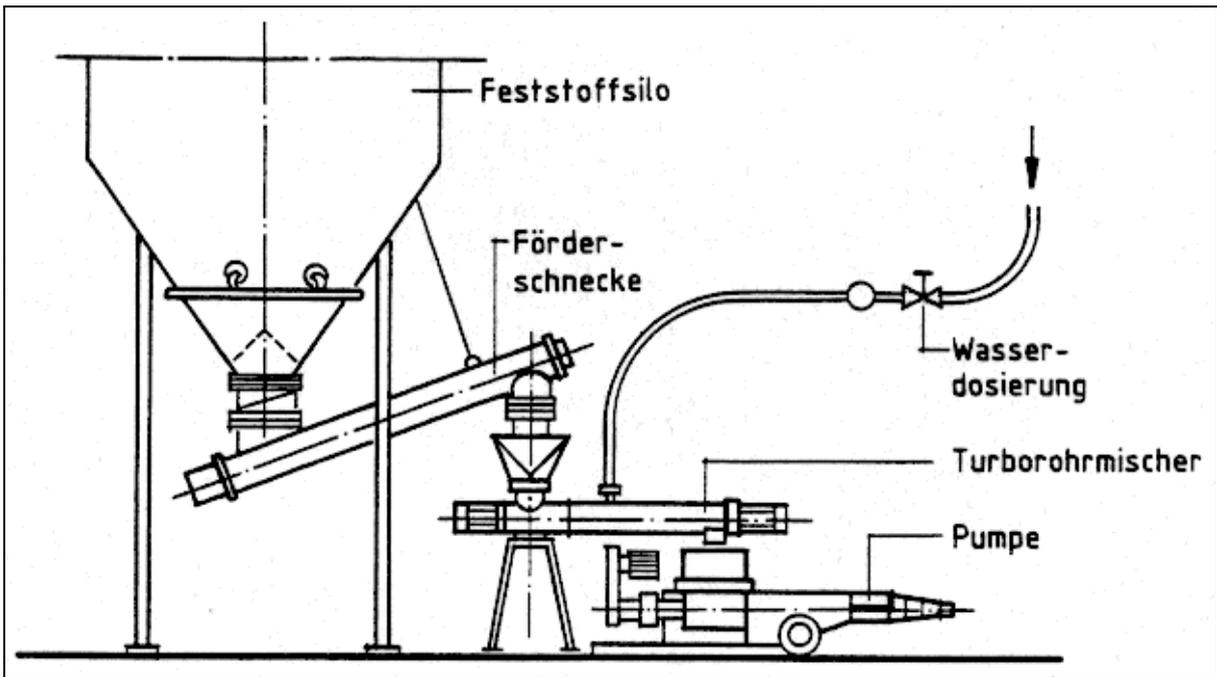
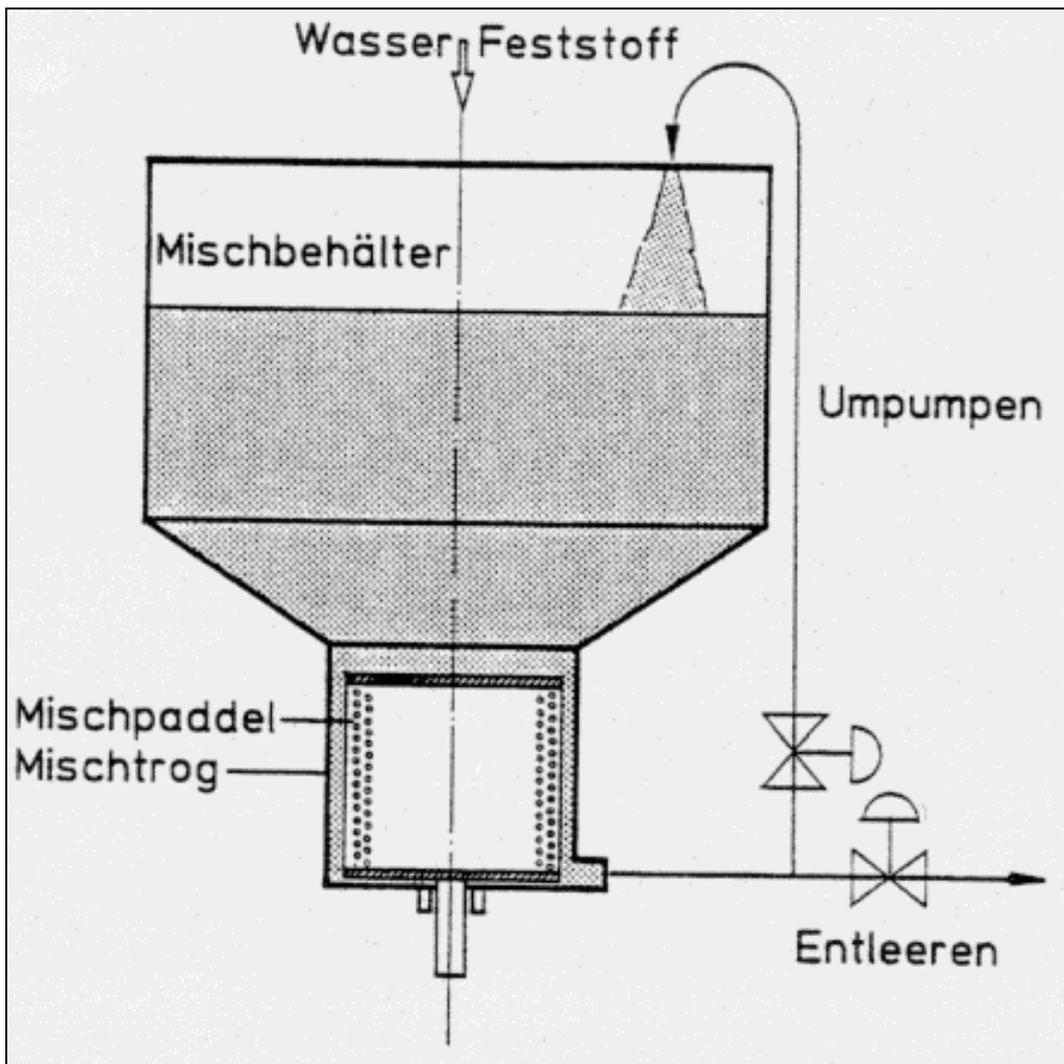


Abb. 2.23 Suspensionsmischanlage für Fertigmischungen



Bild 2.8 Aufbereitungsanlage für eine feststoffreiche Mehrkomponentenmischung



**Abb. 2.24** Chargenmischer zur Suspensionsaufbereitung

Zur Förderung der Feststoffkomponenten werden allgemein regelbare Förderschnecken, zur Förderung der Suspension Kreisel- oder Mohnopumpen eingesetzt. Die Dosierung der Mischungskomponenten erfolgt entweder über die Förderschnecke selbst oder chargenweise durch Wägung. Die Regelung der einzelnen Förder- und Dosieranlagen sowie der Mischenergie und Mischdauer erfolgt allgemein von einem zentralen Steuerstand aus.

Das Volumen des Vorratsbehälters ist so zu bemessen, daß einerseits plötzlich auftretende, stark erhöhte Suspensionsverluste (Abschnitt 2.3.4) ausgeglichen werden können. Andererseits muß der Suspensionsvorrat ausreichen, um bei einem möglichen Ausfall der Mischanlage die jeweils in der Produktion befindlichen Wandabschnitte bis zu ihrer Fertigstellung mit Suspension versorgen zu können. Entsprechend ist die Kapazität der Mischanlage so auszulegen, daß in dem Vorratsbehälter ein Mindestsuspensionsvolumen vorgehalten werden kann. Durch die Vorratshaltung können sich allerdings die Suspensionskennwerte in Abhängigkeit von der Lagerungszeit so ändern, daß die rheologischen Eigenschaften der Suspension und damit deren Einbauverhalten beeinflusst werden.

### 2.5.6.2 Regenerationstechnik

Zur Entfernung von Bodenpartikeln aus Stützsuspensionen des Zweiphasenverfahrens werden Regenerationsanlagen (Entsandungsanlagen) eingesetzt, die hauptsächlich aus Schwingsieben und aus Zyklonen bestehen (Abb. 2.25). Auf den Schwingsieben werden zunächst die größeren Bodenpartikel aus der Suspension abgetrennt. In den Zyklonen erfolgt anschließend die Entfernung der Feinteile, die aus dem unteren Ablauf des Zyklons zur weiteren Trennung auf ein Feinsieb fallen, während gleichzeitig die gereinigte Suspension aus dem Überlauf des Zyklons in einen Vorratsbehälter abfließt. Mit einem Zyklon können noch Bodenpartikel mit einem Durchmesser bis unter 100 µm wirtschaftlich aus der Suspension entfernt werden. Beim Fräsverfahren (Abschnitt 2.1.2, Abb. 2.3) werden Regenerationsanlagen auch zur Reinigung von Einphasensuspensionen eingesetzt.

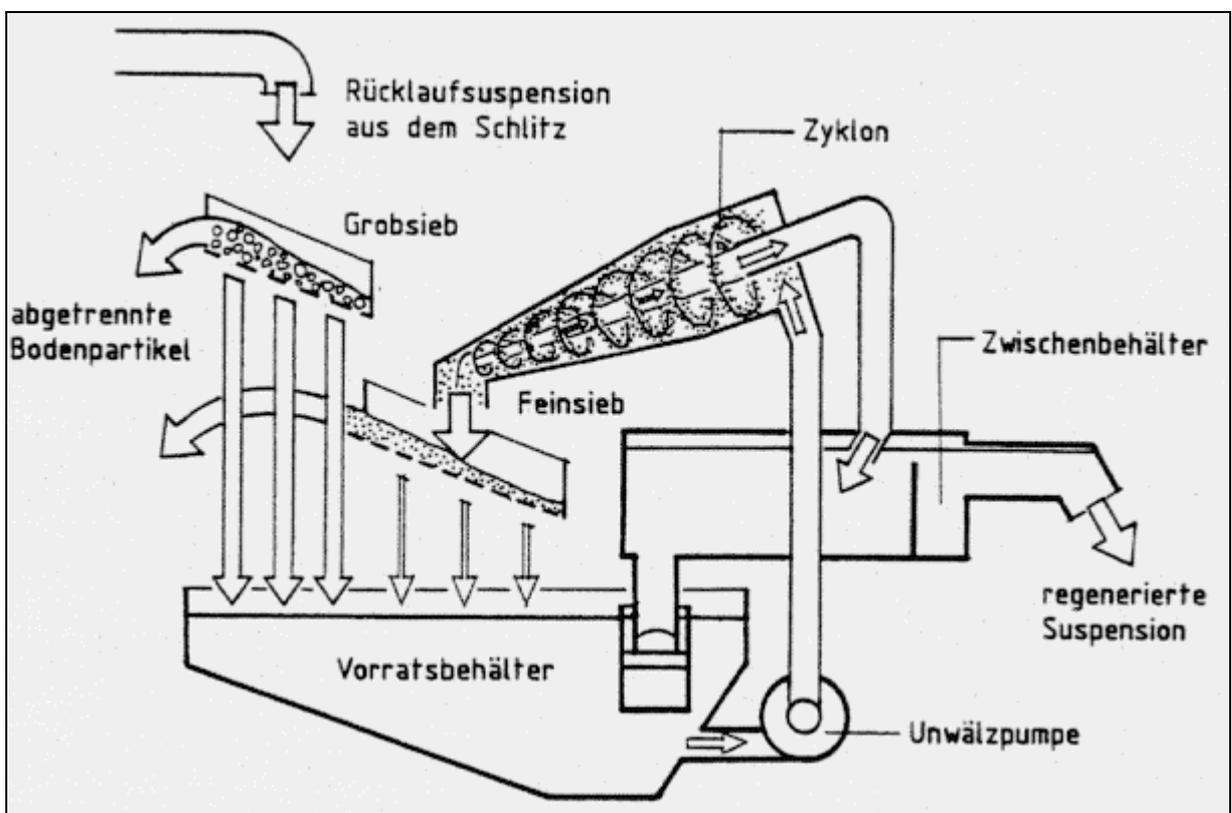


Abb. 2.25 Funktionsprinzip einer Regenerationsanlage (Fa. BAUER)

## 3 Voruntersuchungen und Anforderungen

### 3.1 Vorbemerkungen

Soll der kontaminierte Standort durch eine allseitige Einkapselung mit vertikalen Dichtelementen als seitliche Umschließung (Abschnitte 2.1 und 2.2) gesichert werden, sind in der anschließenden Planungsphase umfangreiche Voruntersuchungen durchzuführen, um unter den projektspezifischen Bedingungen die Herstellung eines möglichst integren Dichtungsbauwerkes sicherzustellen.

Die Voruntersuchungen in situ beziehen sich vorrangig auf die geologischen, hydrogeologischen und bodenmechanischen Verhältnisse in situ. Häufig sind auch die im Rahmen der Gefährdungsabschätzung durchgeführten Untersuchungen durch eine weitergehende Erfassung des Schadstoffpotentials und der Schadstoffwirkung zu ergänzen. Im Rahmen dieser Felduntersuchungen sind mindestens folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Untersuchung der geologischen und der hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich der Altlast,
- Ermittlung der bodenmechanischen und der hydraulischen Randbedingungen insbesondere im Nahbereich der geplanten Dichtwandtrasse,
- Analysen zur Art und zur Konzentration der im Grundwasser gelösten, als Phase vorliegenden oder an der Feststoffmatrix des Bodengefüges sorbierten Schadstoffe sowie
- Erfassung der Kontaminationsfahne, die sich möglicherweise bereits im Umfeld der Altlast infolge einer Verschleppung der Schadstoffe mit dem Grundwasserstrom gebildet hat.

Daneben sind in umfangreichen labormaßstäblichen Untersuchungen Kennwerte zu ermitteln, um einerseits die Rezepturen für die Dichtsuspensionen einzugrenzen und deren prinzipielle Eignung für die Anwendung nachzuweisen. Andererseits liefern diese Untersuchungen die suspensionsrheologischen und abdichtungstechnischen Kennwerte, die als Basisdaten für die im Anwendungsfall ausführungsbegleitend durchzuführenden Qualitätskontrollen dienen. Im Rahmen dieser Laboruntersuchungen, die an den Mischungskomponenten der Rezepturen und an den aufbereiteten fließfähigen beziehungsweise abgebundenen Dichtmassen durchzuführen sind, sind mindestens folgende Gesichtspunkte relevant:

- Untersuchungen an den Einzelkomponenten (Bentonit, hydraulisches Bindemittel, mineralische Füllstoffe, Wasser),
- Standarduntersuchungen an frisch aufbereiteten und an abgebundenen Dichtmassen zur Ermittlung suspensionsrheologischer und abdichtungstechnischer Kennwerte,
- Untersuchungen zur Verarbeitbarkeit und zum Abbindeverhalten der Dichtmassen,
- Untersuchungen zu Feststoffverlagerungsmechanismen und
- Untersuchungen zur chemischen Beständigkeit der Dichtmassen.

Darüber hinaus ist für die Herstellphase der einzelnen Dichtelemente die Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände sicherzustellen. Hierfür sind für die projektspezifischen Randbedingungen entsprechende Nachweise zu führen. Gleiches gilt für die Fälle, in denen das

Dichtelement auch im abgebundenen Zustand planmäßig durch Lasten beansprucht wird. Diese können sich zum Beispiel aus einer Überschüttung der Wand im Bereich des Dichtwandkopfes ergeben.

Schließlich sind die vorgenannten allgemein für Dichtungsschlitzwände und Dichtungsschmalwände genannten Gesichtspunkte, die sich im wesentlichen auch in Richtlinien und Empfehlungen (DIN 4126, DIN 4127, EAU 1990, GDA 1993) wiederfinden, für den besonderen Anwendungsfall zu ergänzen. Dazu sind gegebenenfalls zusätzliche Empfehlungen aufzustellen, die zum Beispiel die chemische Beständigkeit der Dichtmassen, die Einbindung der Dichtelemente in die Basisabdichtung oder den Bereich der Überschneidung der Elemente berücksichtigen.

## 3.2 Baugrunduntersuchungen

Sofern aufgrund einer Gefährdungsabschätzung die Entscheidung zur seitlichen Umschließung einer Altlast getroffen wurde, sind allgemein im Verlauf der geplanten Dichtwandtrasse zusätzliche bauvorbereitende Baugrunduntersuchungen durchzuführen. Diese Baugrunduntersuchungen sollen, ergänzend zu den bereits im Zusammenhang mit der Gefährdungsabschätzung erhobenen Daten, einerseits die für die Dichtwandplanung erforderlichen geologischen, hydrogeologischen und bodenmechanisch/grundbautechnischen Angaben liefern, wie z. B. anstehende Schichtenfolge, Tiefenlage des Einbindehorizontes, Grundwasserstand, Korngrößenverteilung und Porenanteil, aber auch z. B. zur Rammbarkeit des Untergrundes (Abschnitt 2.2.1). Andererseits ist vor Beginn der Baumaßnahme festzustellen, welchen chemischen Angriffen die Dichtwand ausgesetzt sein wird.

Für die bauvorbereitenden Baugrunduntersuchungen werden entlang der geplanten Dichtwandtrasse Bohrungen und Schürfe ausgeführt, deren gegenseitiger Abstand sich nach den projektspezifischen Erfordernissen richtet und vor allem auf die bekannte beziehungsweise zu erwartenden Baugrundinhomogenitäten sowie die vorab ermittelten Schadstoffverteilungen abzustimmen ist. Der Verlauf der geplanten Dichtwandtrasse orientiert sich in diesem Stadium also noch hauptsächlich an den Ergebnissen der Gefährdungsabschätzung. Wegen vorher nicht bekannter Bodenhindernisse oder bauchemisch beziehungsweise arbeitsschutztechnisch bedenklicher Kontaminationen kann sich die Lage der geplanten Aufschlußpunkte noch während des Trassenerkundungsprogramms verschieben. Insofern ist für die Durchführung des bauvorbereitenden Erkundungsprogramms ein schrittweises Vorgehen zu empfehlen, bei dem zunächst nur jeder zweite oder dritte Ansatzpunkt des geplanten Aufschlußrasters berücksichtigt wird. Je nach den angetroffenen bautechnischen und bauchemischen Verhältnissen wird die geplante Trasse überprüft und unter Umständen verschoben. Anschließend wird das Aufschlußraster Schritt für Schritt verdichtet. Der gegenseitige Abstand der Aufschlüsse muß auf jeden Fall eine ausreichende Kenntnis über die Tiefenlage des Basis Horizontes, in den die Dichtwand einbinden soll, liefern. Hierfür können insbesondere bei Schmalwänden bereichsweise Abstände bis herab auf 10 m notwendig werden (RADL & KIEFL 1987). Wenn aufgrund der Vorinformationen in bestimmten Bereichen von vornherein kritische Baugrundverhältnisse zu erwarten sind, können dort bereits bei der Planung des Erkundungsprogramms alternative Trassenführungen vorgesehen werden.

Die Feldaufschlüsse liefern unmittelbar Informationen zur stratigraphischen Gliederung des Baugrunds, zur Beschaffenheit der gewonnenen Bodenproben sowie zu organoleptisch erkennbaren Verunreinigungen. Zur Ermittlung hydrogeologischer Daten, wie z. B. zu Grundwasserständen sowie zur Grundwasserfließrichtung, wird die Herstellung von Pegeln erforderlich. Darüber hinaus werden in der Regel bodenmechanische Untersuchungen sowie chemische Boden- und Wasseranalysen erforderlich. Eine zusammenfassende Übersicht der bautechnischen und bauchemischen Angaben, die allgemein vor der Herstellung von Schlitz- und Schmalwänden zur Altlastensicherung benötigt werden, enthält die Tabelle 3.1. Die Tabellenangaben gelten für übliche Verhältnisse und sind je nach den projektspezifischen Randbedingungen entsprechend zu modifizieren beziehungsweise zu ergänzen.

### 3.3 Untersuchungen an den Dichtmassenkomponenten

#### 3.3.1 Bentonit

Die in den Dichtmassen eingesetzten Bentonite sind entsprechend der DIN 4127 zu beschreiben. Zu diesen Untersuchungen gehören die Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung nach DIN 18121, Teil 1, und die Ermittlung der Korndichte im Pyknometer nach DIN 18124, Teil 1. Die Wasseraufnahme der Bentonite ist mit dem Wasseraufnahmegesetz nach DIN 18132 (Entwurf) zu bestimmen. In Abb. 3.1 ist der Versuchsaufbau für die Bestimmung der Wasseraufnahme dargestellt. Das Versuchsgesetz einschließlich der Meßpipette mit einem Volumen von 2 cm<sup>3</sup> ist zunächst luftblasenfrei mit entlüftetem, entmineralisiertem Wasser zu befüllen. Eine Probenmenge von 0,2 g getrocknetem Bentonit ist über einen Einfülltrichter auf die Glasfilterplatte zu schütten. Sobald die ersten Probenpartikel auf der Glasfilterplatte des Gerätes liegen, beginnt die Versuchslaufzeit, die einheitlich 24 Stunden betragen sollte. Während der Versuchszeit wird die zeitliche Entwicklung der Wasseraufnahme an der Skalierung auf der Meßpipette abgelesen. Aufgrund der langen Versuchslaufzeiten bei Bentonitproben ist zur Korrektur der Verdunstungsverluste ein Bezugsversuch durchzuführen. Hierbei wird an einem wassergefüllten Versuchsgesetz die Verdunstungswassermenge bestimmt (NEFF 1988).

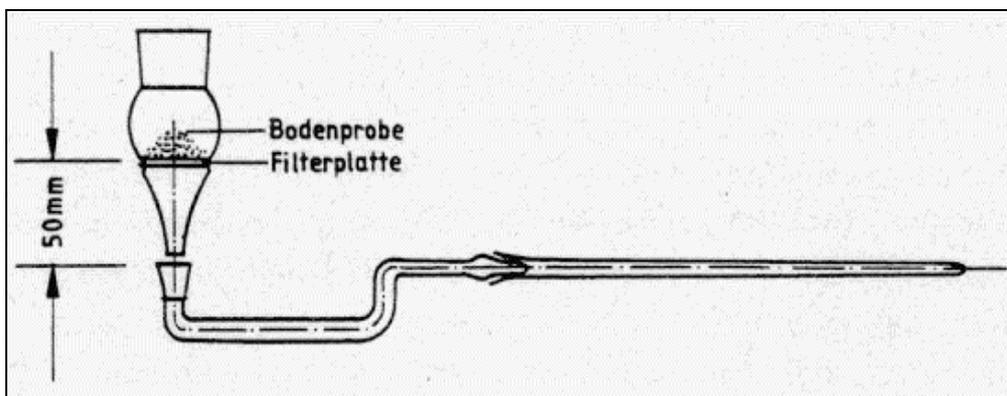


Abb. 3.1 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Wasseraufnahme nach DIN 18132 (Entwurf)

Die für die Eignungsprüfung verwendeten Bentonite dürfen nicht älter als 4 Wochen sein. Herstellungsdatum und Lieferwerk sind anzugeben.

Durch chemische Analysen des Bentonits kann dessen chemische Zusammensetzung ermittelt werden. Die mineralogische Zusammensetzung des Bentonits, das heißt der Anteil der verschiedenen Tonminerale wie z. B. Illit, Montmorillonit, Kaolinit und Chlorit, kann durch röntgenographische Analysen ermittelt werden. Aus dem angelieferten Bentonit sollten für diese Untersuchungen Präparate aus bindemittelfreiem und geschlämmttem Feinstkorn mit einem Durchmesser  $d < 2 \mu\text{m}$  hergestellt werden (GDA 1993).

Untersuchungsparameter	Norm beziehungsweise Untersuchung*	Anwendung
Schichtenfolge	DIN 4021	Abschätzung möglicher Dichtwandleckagen infolge von Feststoffverlagerungen, Abschätzung der Gefahr von hydraulischen Instabilitäten
Hindernisse	DIN 4021	Planung der Dichtwandtrasse, Ausschlusskriterium für Schmalwände
Hohlräume	DIN 4021	Festlegung von Vorabinjektionen beziehungsweise -verfüllungen
Tiefe des Einbindehorizonts unter Gelände	DIN 4021, DIN 4022	Festlegung der Ausführungstiefe, eventuell Ausschlusskriterium für Schmalwandtechnik, unter Umständen auch für Greifereinsatz
Durchlässigkeit des Einbindehorizonts	DIN 18130, Absenk-, Ausspiegelversuch	Festlegung der Einbindetiefe in die Basisabdichtung
Erosionsstabilität des Einbindehorizonts	Pinhole-Test	Bewertung der Erosionsgefährdung bei Unterströmung des Dichtwandfußes
Korngrößenverteilung	DIN 18123	Bodenklassifikation, $d_{10}$ für Standsicherheitsnachweise, Abschätzung des Penetrations- und Filtrationsverhaltens, eventuell Ausschlusskriterium für Schmalwandtechnik beziehungsweise Schlitzwandfräse
Wassergehalt	DIN 18121	Zustandsbeschreibung, oberhalb des Grundwassers Anhaltswert für verfügbares Wasser zur Hydratation der Dichtmasse, in Verbindung mit Zustandsgrenzen Abschätzung der Gefahr von Einschnürungen des Wandquerschnitts sowie Kennwert zur Abschätzung von Aushub- und Rammfortschritt
Plastizitätsgrenzen	DIN 18122	Zustandsbeschreibung, mit Wassergehalt Angabe zur Konsistenz und damit Abschätzung der Ramm- und Lösbarkeit möglich
Dichte	DIN 18125	Standsicherheitsnachweise, Kennwert zur Abschätzung von Aushub- und Rammfortschritt,
Lagerungsdichte	DIN 18126	Standsicherheitsnachweise, Kennwert zur Abschätzung von Aushub- und Rammfortschritt, Abschätzung der Verdichtungsfähigkeit im Hinblick auf hydraulische Instabilitäten
Scherfestigkeit	DIN 18137, Rahmenscherversuch	Standsicherheitsnachweise
Korndichte	DIN 18124	Standsicherheitsnachweise
Porenanteil	DIN 18126	Standsicherheitsnachweise, Abschätzung der möglichen Suspensionseindringung
Organische Anteile	DIN 18128	Kennwert zur Abschätzung möglicher Einflüsse des Bodens bei Einarbeitung in Dichtmasse, z. B. auf Fließverhalten und Abbindeprozeß
Steifemodul	Kompressionsversuch	Rechnerische Abschätzung möglicher Dichtwandbeanspruchung unter Geländeauflasten
Baustoffchemisch relevante Bodenverunreinigungen	DIN 4030, weitere Parameter z. B. nach Einheitsverfahren	Festlegung der Dichtwandtrasse, Auswahl repräsentativer Bodenproben zur Einnischung in Suspension bei Dichtmassenvorabuntersuchung, Festlegung von Arbeitsschutzmaßnahmen
Grundwasseroberfläche/-druckfläche	DIN 4021	Standsicherheitsnachweise, Abschätzung des Filtrations- und Penetrationsverhaltens, Abschätzung von Aushuberschwermissen infolge Pseudoverfestigung
Artesisches/gespanntes Grundwasser	DIN 4021	Standsicherheitsnachweise
Grundwassergefälle	DIN 4021	Abschätzung der Gefahr von hydraulischen Instabilitäten durch Blockierung der Gw-Strömung
Grundwasserlinsen (eingeschlossenes Grundwasser)	DIN 4021	Abschätzung der Gefahr von hydraulischen Instabilitäten durch Bodenumlagerung/-verdichtung
Baustoffchemisch relevante Wasserinhaltsstoffe	DIN 4030, weitere Parameter z. B. nach Einheitsverfahren	Festlegung der Dichtwandtrasse, Festlegung von synthetischen Prüflüssigkeiten für Dichtmassenuntersuchungen zur Beständigkeit, Bewertung des Langzeitverhaltens von Dichtwänden, Festlegung der Arbeitsschutzmaßnahmen

\* die angegebenen Verweise sind gegebenenfalls vom geotechnischen beziehungsweise chemischen Sonderfachmann zu ergänzen

Tabelle 3.1 Hinweise zu möglichen Bodenuntersuchungen im Rahmen einer Dichtwandtrassen erkundung

### 3.3.2 Hydraulisches Bindemittel

Werden Zemente nach DIN 1164, Teil 1, zur Aufbereitung der Dichtmassen verwendet, so muß jede Lieferung mit folgenden Angaben versehen sein:

- Zementart,
- Festigkeitsklasse,
- Zusatzbezeichnung für besondere Eigenschaften wie niedriger Hydratationswärme (NW) oder hohem Sulfatwiderstand (HS),
- Lieferwerk,
- Kennzeichnung für die Überwachung und
- Brutto-Gewicht des Sackes oder Netto-Gewicht des im Silofahrzeug angelieferten Zementes.

Für hydraulische Bindemittel, die aufgrund ihrer Zusammensetzung oder Eigenschaften nicht nach DIN 1164, Teil 1, klassifiziert werden können, sollten in Anlehnung an die DIN 1164, Teil 2, folgende Angaben vom Hersteller angefordert werden:

- Hauptbestandteile des Bindemittels,
- Druckfestigkeit nach 28 Tagen,
- Mahlfeinheit,
- rechnerischer Gehalt an Tricalciumaluminat ( $C_3A$ ) und Gehalt an Aluminiumoxid ( $Al_2O_3$ ) zur Charakterisierung der Sulfatbeständigkeit (bei Portlandzementen mit hohem Sulfatwiderstand darf nach DIN 1164, Teil 1, der rechnerische Gehalt an  $C_3A$  höchstens 3 %, der Gehalt an  $Al_2O_3$  höchstens 5 % betragen) und
- Liefermenge.

### 3.3.3 Mineralische Füllstoffe

Als **mineralische Füllstoffe** werden der Dichtmasse z. B. geringquellfähige Ton- oder Gesteinsmehle sowie auch latent hydraulisch oder puzzolanisch wirkende Flugaschen zugemischt. Die Füllstoffe sind, vergleichbar den verwendeten Bentoniten, chemisch und mineralogisch zu beschreiben (Abschnitt 3.3.1). Im Rahmen einer bodenphysikalischen Beschreibung sind folgende Kennwerte zu ermitteln:

- Korngrößenverteilung der mineralischen Füllstoffe mit einer kombinierten Sieb- und Schlämmanalyse nach DIN 18123,
- Korndichte nach DIN 18124,
- Gehalt organischer Bestandteile nach DIN 18128,
- Wassergehalt durch Ofentrocknung nach DIN 18121, Teil 1,
- Wasseraufnahme im Wasseraufnahmegesetz nach DIN 18132 (Entwurf) (Abschnitt 3.3.1),
- Kalkgehalt nach DIN 18129 und
- visuelle Bestimmung der Kornform nach DIN 4022, Teil 1.

### 3.3.4 Zugabewasser

Das zur Aufbereitung verwendete **Zugabewasser** ist entsprechend DIN 4030, Teil 1, zu beurteilen. In der DIN 4030, Teil 1, sind Grenzwerte für den pH-Wert sowie die Anteile an kalklösender Kohlensäure  $\text{CO}_2$ , Ammonium  $\text{NH}_4^+$ , Magnesium  $\text{Mg}^{2+}$  und Sulfat  $\text{SO}_4^{2-}$  angegeben (Tabelle 3.2). Bei den verschiedenen Angriffsarten werden schwach angreifende, stark angreifende und sehr stark angreifende Wässer unterschieden. Die Analyseverfahren zur Beprobung des Zugabewassers sind in der DIN 4030, Teil 2, festgelegt.

Untersuchung	Angriffsgrad		
	schwach angreifend	stark angreifend	sehr stark angreifend
pH-Wert	6,5 bis 5,5	5,5 bis 4,5	< 4,5
kalklösende Kohlensäure ( $\text{CO}_2$ ) in mg/l (Marmorlöseversuch nach HEYER)	15 bis 40	40 bis 100	> 100
Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) in mg/l	15 bis 30	30 bis 60	> 60
Magnesium ( $\text{Mg}^{2+}$ ) in mg/l	300 bis 1000	1000 bis 3000	> 3000
Sulfat ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) in mg/l	200 bis 600	600 bis 3000	> 3000

**Tabelle 3.2 Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung (DIN 4030, Teil 1, Entwurf)**

### 3.3.5 Zusatzmittel

Als **Zusatzmittel** werden den Dichtmassen beispielsweise Additive zugegeben, die die Suspension fluidisieren und den Abbindeprozeß verzögern können (Abschnitt 2.5.1). Damit werden längere Aushubzeiten zum Erreichen größerer Endtiefen ermöglicht.

Neben einer Ermittlung der Dichte sind im Rahmen der Eignungsprüfung Art und Wirkungsweise der Zusatzmittel anzugeben. Dabei ist insbesondere das Prüfzeugnis der Lieferfirma von Bedeutung (GDA 1993).

## 3.4 Standarduntersuchungen an aufbereiteten Dichtmassen

### 3.4.1 Vorbemerkungen

Rheologische beziehungsweise suspensionsspezifische Kennwerte der frisch aufbereiteten Dichtmassen können durch verschiedene sogenannte Standarduntersuchungen bestimmt werden. Abdichtungstechnische Kennwerte wie z. B. das Durchlässigkeits- und Beständigkeitsverhalten gegenüber Prüf Flüssigkeiten werden an abgebundenen Dichtmassenproben ermittelt.

### 3.4.2 Labormaßstäbliche Aufbereitung von Dichtmassen

Von jeder zu untersuchenden Dichtmasse wird im Labor zunächst die Menge aufbereitet, die für die nachfolgend durchzuführenden Suspensionsuntersuchungen und zur Herstellung von Probekörpern (Rückstellproben) benötigt wird. Die Dispersion der einzelnen Feststoffe erfolgt entweder kolloidal, z. B. mit einem Ultra-Turrax-Mischer, oder nichtkolloidal mit einem Propeller-Rührwerk, häufig auch durch eine Kombination beider Methoden. Dabei werden die Bentonite meist kolloidal im Wasser dispergiert. Durch den hohen Energieeintrag während des Mischvorganges sollen Agglomerationen des Bentonits zerschlagen werden. Damit wird ein relativ großer Anteil der Oberflächen der Bentonitpartikel dem Wasser zugänglich gemacht und somit die Quellzeit deutlich verkürzt (Abschnitt 2.5.1).

Im Hinblick auf den späteren Mischbetrieb beziehungsweise Probemischbetrieb (Abschnitt 4.2) sind die labormaßstäblichen Aufbereitungsversuche durch detaillierte Mischprotokolle zu dokumentieren. Insbesondere sind die Vorbehandlung, z. B. das Vorquellen von Mischungskomponenten, die Reihenfolge der Zugabe sowie die Zeitdauer der Einmischung und die Mischintensitäten für die einzelnen Komponenten auszuweisen.

Während des Aushubs der einzelnen Dichtwandlamellen kann es zu zusätzlichen Feststoffeinträgen in die Dichtmasse kommen. Deshalb sollten auch solche Suspensionen in das Untersuchungsprogramm einbezogen werden, die mit Feststoffen angereichert wurden. Die Feststoffanreicherung sollte etwa der Menge entsprechen, die bei der Bauausführung erwartet wird. Die Feststoffe können der Suspension mit einem Propeller-Rührwerk zugemischt werden.

Das chemische Milieu des zu durchörternden Baugrunds kann die Eigenschaften der Stützflüssigkeit beziehungsweise der Dichtsuspension nachhaltig beeinflussen. Hierzu gehört zum einen die Möglichkeit, daß das Grundwasser oder der Boden im Bereich der geplanten Trasse verunreinigt ist, und zum anderen, daß der anstehende Baugrund bereichsweise organische Anteile, wie z. B. Huminsäure in Torfböden, enthält. Die Schadstoffe beziehungsweise organischen Böden können durch den Greifer- oder Fräsbetrieb mit der frischen Suspension vermischt und über die gesamte Schlitztiefe verschleppt werden. Diese Einträge können sowohl die Hydratation der Tonminerale als auch die später einsetzende Hydratation der hydraulischen Bindemittel erheblich beeinflussen und sich negativ auf die Wirksamkeit der Dichtwand auswirken. Experimentell können solche Auswirkungen im Labor abgeschätzt werden, indem bereits das Anmachwasser der Suspension in den projektspezifisch zu erwartenden Anteilen

durch verunreinigtes Grundwasser ersetzt oder der frischen Suspension verunreinigter oder organischer Boden zugemischt wird. Die weiterführenden Untersuchungen zur Beurteilung der mechanischen, hydraulischen und chemischen Eigenschaften dieses Dichtwandmaterials können dann wie in den folgenden Abschnitten beschrieben durchgeführt werden.

### 3.4.3 Herstellung und Lagerung von Probekörpern

Für die Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs- und zum Durchlässigkeitsverhalten sowie auch für Beständigkeitsuntersuchungen werden zylindrische Probekörper hergestellt. Der Probendurchmesser sollte  $d = 50$  mm oder  $d = 100$  mm, die Probenhöhe  $h = 100$  mm betragen. Als Probenformen werden zweckmäßig einseitig mit Klebeband oder mit einem Gummistrumpf abgedichtete Plastikhülsen verwendet. Um Sedimentationsneigungen der abgefüllten Dichtmasse entgegenzuwirken, werden die Hülsen "überhöht" aufgefüllt, wobei entweder ein mit Überstand über den ganzen Umfang aufgeklebtes Klebeband die Suspension stützt oder die Höhe der Hülse von vorneherein größer als die eigentliche Probenhöhe gewählt wird.

Nachdem die Suspension eine bestimmte Festigkeit erreicht hat - in der Regel nach 24 bis 48 Stunden - wird die einseitige Dichtung entfernt, und die Prüfkörper werden mit planparallelen Stirnflächen auf die eigentliche Probenhöhe abgeglichen. Bis zur weiteren Verwendung werden die Prüfkörper unter Wasser bei einer konstanten Temperatur zwischen  $16$  °C und  $20$  °C gelagert.

Soll die Probe für die nachfolgenden Untersuchungen aus der Plastikhülse ausgebaut werden, kann die Plastikhülse vor ihrer Befüllung mit einem Sägeschnitt in Längsrichtung aufgetrennt werden, der sich einfach mit einem Klebeband dichten läßt. Für den Ausbau der Probe kann das Klebeband eingeschnitten und die Hülse entlang des bestehenden Schnittes aufgeweitet werden.

### 3.4.4 Rührversuche

Zur Abschätzung der Verarbeitbarkeit und des Abbindeverhaltens der Dichtmassen können im Labor sogenannte Rührversuche durchgeführt werden. In diesen Versuchen wird die aufbereitete Dichtmasse allgemein in Intervallen jeweils eine bestimmte Zeit, z. B. gemäß GDA 5 Minuten, mit einem Propeller-Rührwerk gerührt und anschließend für eine bestimmte Zeit, z. B. 15 Minuten, in Ruhe gelassen. Die Dauer des Rührversuches sollte insgesamt mindestens der Zeit entsprechen, die zum Niederbringen der Schlitzwandlamellen erfahrungsgemäß notwendig sein wird.

Durch die Bestimmung suspensionsspezifischer und rheologischer Kennwerte zu verschiedenen Zeitpunkten des Rührversuchs läßt sich die Verarbeitbarkeit der Suspension beurteilen. Darüber hinaus können zu verschiedenen Zeiten des Rührversuchs Probekörper abgefüllt werden (Abschnitt 3.4.3), um nach deren Abbinden unter anderem das Spannungs-Verformungs- und das Durchlässigkeitsverhalten sowie die Beständigkeit zu untersuchen.

### 3.4.5 Bestimmung suspensionsspezifischer Kennwerte

#### 3.4.5.1 Messung der Wichte

Die **Wichte**  $\gamma_{\text{F}}$  der Suspension wird allgemein mit Hilfe der in Abb. 3.2 dargestellten Spüluingswaage bestimmt. Für den Versuch wird der Topf der Spüluingswaage mit der zu prüfenden Suspension gefüllt. Der Hebel wird an einer definierten Stelle auf einer Schneide gelagert. Mit einem Gewicht, das auf dem Hebelarm verschoben wird, bringt man die Waage in die Horizontale. Die Wichte  $\gamma_{\text{F}}$  der frischen Dichtmasse lässt sich unmittelbar auf der Skalierung des Hebelarms an der Stelle ablesen, an der sich das Gewicht befindet.

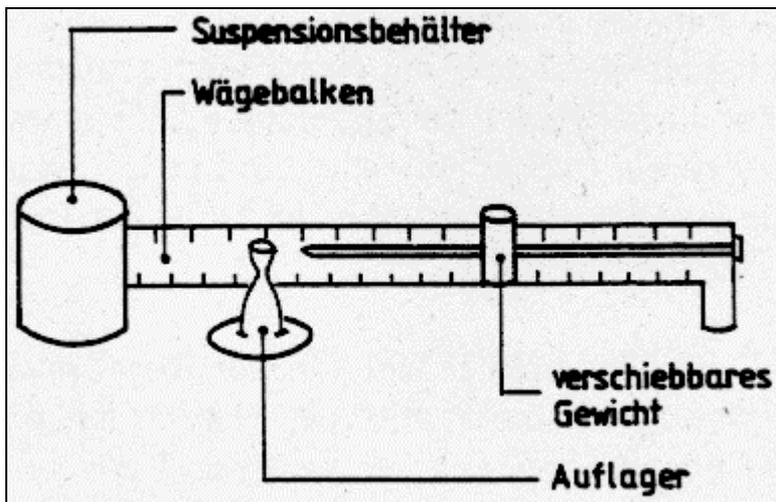


Abb. 3.2 Schematische Darstellung der Spüluingswaage

#### 3.4.5.2 Fließparameter der Suspension

Zu den wesentlichen **Fließparametern** einer Suspension gehören die Viskosität  $\eta$  und die Fließgrenze  $\tau_{\text{0F}}$ . Die Fließgrenze  $\tau_{\text{0F}}$  ist nach DIN 4127 die Scherspannung  $\tau_{\text{0}}$ , ab der in einer stützenden Flüssigkeit Fließen eintritt.

Beide Parameter können mittels Viskositätsmessung bestimmt werden. Diese vergleichsweise aufwendigen Untersuchungen werden im Labor unter anderem mit Kapillar- und Rotationsviskosimetern durchgeführt. Darüber hinaus kann die Fließgrenze  $\tau_{\text{0F}}$ , die unter anderem die stützende Wirkung der Suspension beschreibt, mit praxisorientiert vereinfachten Methoden bestimmt werden.

Zur Beschreibung des Fließverhaltens wird die Suspension bei einer Untersuchung im Viskosimeter zwischen zwei planparallelen Platten mit dem Abstand  $z$  oder in einem Ringspalt mit der Öffnungsweite  $z$  abgefüllt und mit der Schergeschwindigkeit  $v$  abgeschert. Besteht zwischen dem aufgetragenen Schergefälle  $D$

$$D = \frac{\delta v}{\delta z}$$

und der daraus resultierenden Schubspannung  $\tau$  eine Proportionalität und weist die Suspension keine Fließgrenze  $\tau_F$  auf (Abb. 3.3, Fall 1), so läßt sich das Fließverhalten durch das NEWTONSche Fließgesetz

$$\tau = \eta \cdot D \quad (3.1)$$

beschreiben, wobei  $\eta$  die Viskosität darstellt und in diesem Fall eine Konstante ist. Dieses Fließgesetz läßt sich beispielsweise auf die Fließbewegung von Wasser anwenden. Weist das Fluid dagegen eine Fließgrenze  $\tau_F$  auf, wird das Fließverhalten vereinfacht durch das BINGHAMsche Fließgesetz

$$\tau = \tau_F + \eta \cdot D \quad (3.2)$$

abgebildet (Abb. 3.3, Fall 2). Auch in diesem Fall ist die Viskosität  $\eta$  konstant, also nicht von dem aufgetragenen Schergefälle  $D$  abhängig.

Eine Flüssigkeit oder Suspension mit einer vom Schergefälle  $D$  abhängigen Viskosität  $\eta = f(D)$  führt auf ein nichtlineares Fließgesetz. Nimmt die Viskosität  $\eta$  mit dem Schergefälle zu, handelt es sich dabei um ein sogenanntes dilatantes Fließverhalten (Abb. 3.3, Fall 2a), nimmt die Viskosität  $\eta$  dagegen mit zunehmendem Schergefälle  $D$  ab, wird das Fließverhalten als strukturviskos charakterisiert (Abb. 3.3, Fall 2b). Diese Strukturviskosität, wie sie allgemein bei Suspensionen des Einphasenverfahrens und des Schmalwandverfahrens auftritt, ist begründet durch den Abbau struktureller Verbindungen im Scherfeld, zum Beispiel durch eine "Entknäuelung" von Makromolekülen (MUSCHELKNAUTZ & HECKENBACH 1980). Das allgemeine nichtlineare Fließgesetz dilatanter oder strukturviskoser Flüssigkeiten mit einer Fließgrenze  $\tau_F$  läßt sich nach HOPPE (1967) wie folgt beschreiben:

$$\tau = \tau_F + k \cdot D^n \quad (3.3)$$

mit:

k Steifigkeitsziffer  
n Strukturziffer

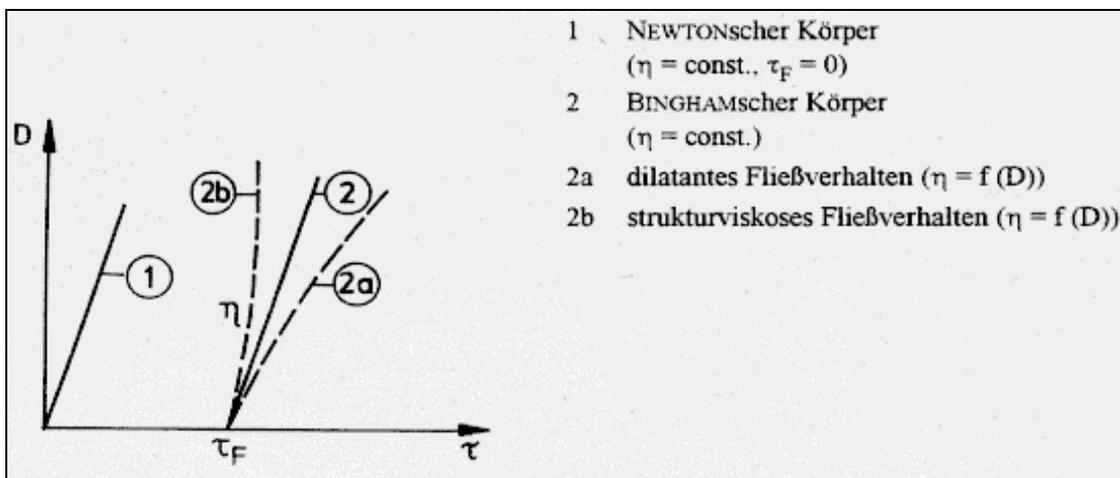
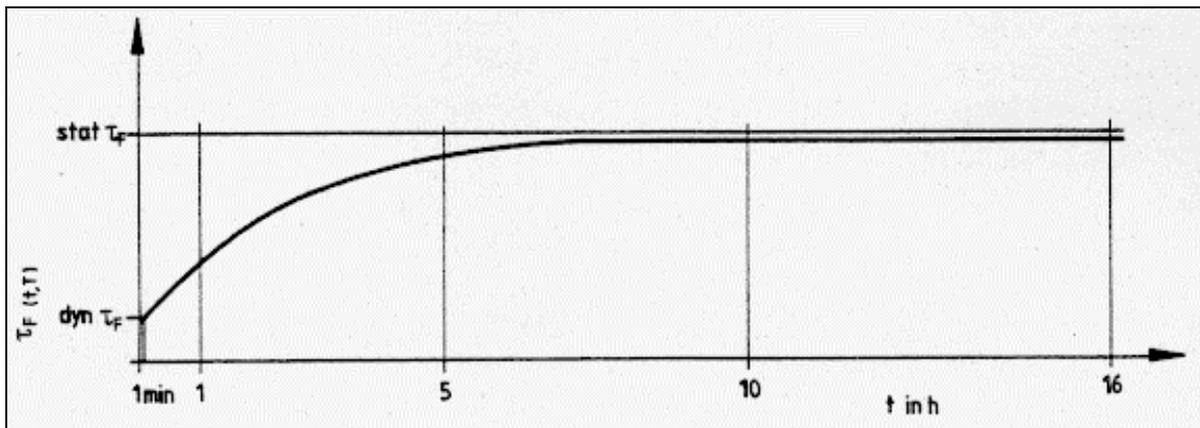


Abb. 3.3 Fließgesetze

Für Flüssigkeiten oder Suspensionen mit einem dilatanten Fließverhalten ist die Strukturziffer  $n$  größer als 1, für strukturviskose Flüssigkeiten kleiner als 1. Mit der Strukturziffer  $n = 1$  wird der Sonderfall einer BINGHAMschen Flüssigkeit beschrieben, und die Steifigkeitsziffer  $k$  kann dann mit der Viskosität  $\eta$  gleichgesetzt werden. Die einzelnen Parameter des nichtlinearen Fließgesetzes lassen sich experimentell mit Rotations- oder Kapillarviskosimetern aufnehmen. Die aufgenommenen Werteparameter müssen dabei mit bestimmten Korrekturgliedern beaufschlagt werden, um Geräteabhängigkeiten usw. zu berücksichtigen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1994).

Stützsuspensionen und Dichtmassensuspensionen der Einphasen- oder der Schmalwandtechnik haben thixotrope Eigenschaften, das heißt sie verflüssigen sich unter einer mechanischen Einwirkung beziehungsweise verfestigen sich während der Ruhephase. Außer vom Abbindegrad und von der Temperatur wird die Fließgrenze dieser Suspensionen wesentlich vom Grad der thixotropen Verfestigung beeinflusst. Am Ende einer Fließbewegung besitzt die Fließgrenze einer thixotropen Suspension ihren Minimalwert, der als dynamische Fließgrenze  $\text{dyn } \tau_{oF}$  bezeichnet wird. Befindet sich die Suspension anschließend in Ruhe, steigt die Fließgrenze an und nähert sich asymptotisch dem maximalen Grenzwert, der statischen Fließgrenze  $\text{stat } \tau_{oF}$ . In Abb. 3.4 ist exemplarisch der Verlauf der thixotropen Verfestigung mit den zugehörigen Grenzwerten dargestellt (DIN 4127).



**Abb. 3.4 Verlauf der Fließgrenze  $\tau_{oF}$  in der Zeit der thixotropen Verfestigung mit zunehmender Ruhezeit (DIN 4127)**

Für die Bestimmung der Fließgrenze sind in DIN 4126 und DIN 4127 praxisgerechte Methoden dargestellt. Dabei wird die Fließgrenze durch die Kraftwirkung auf eine in der Suspension befindliche Kugel bestimmt (Abb. 3.5). Wird die Kugel in einer Suspension des BINGHAM-Typs langsam verschleppt, so ergibt sich die auf die Kugel wirkende Kraft  $F$  als Integral der in Bewegungsrichtung über die Kugeloberfläche wirkenden Scherspannungskomponenten  $\tau_{oF}$ . Vor der Untersuchung ist die Suspension zunächst zu durchmischen, um eventuell vorhandene thixotrope Verfestigungen aufzuheben. Um die Fließgrenze  $\tau_{oF(t,T)}$  zu kennzeichnen, werden die Zeit  $t$  der thixotropen Verfestigung bis zur Messung sowie die Temperatur  $T$  während der thixotropen Verfestigung und der Messung im Index gekennzeichnet. Mißt man also bei einer zur Ruhe tendierenden Bewegung der Kugel die Kraft  $F$ , so läßt sich daraus die Fließgrenze  $\tau_{oF(t,T)}$  errechnen.

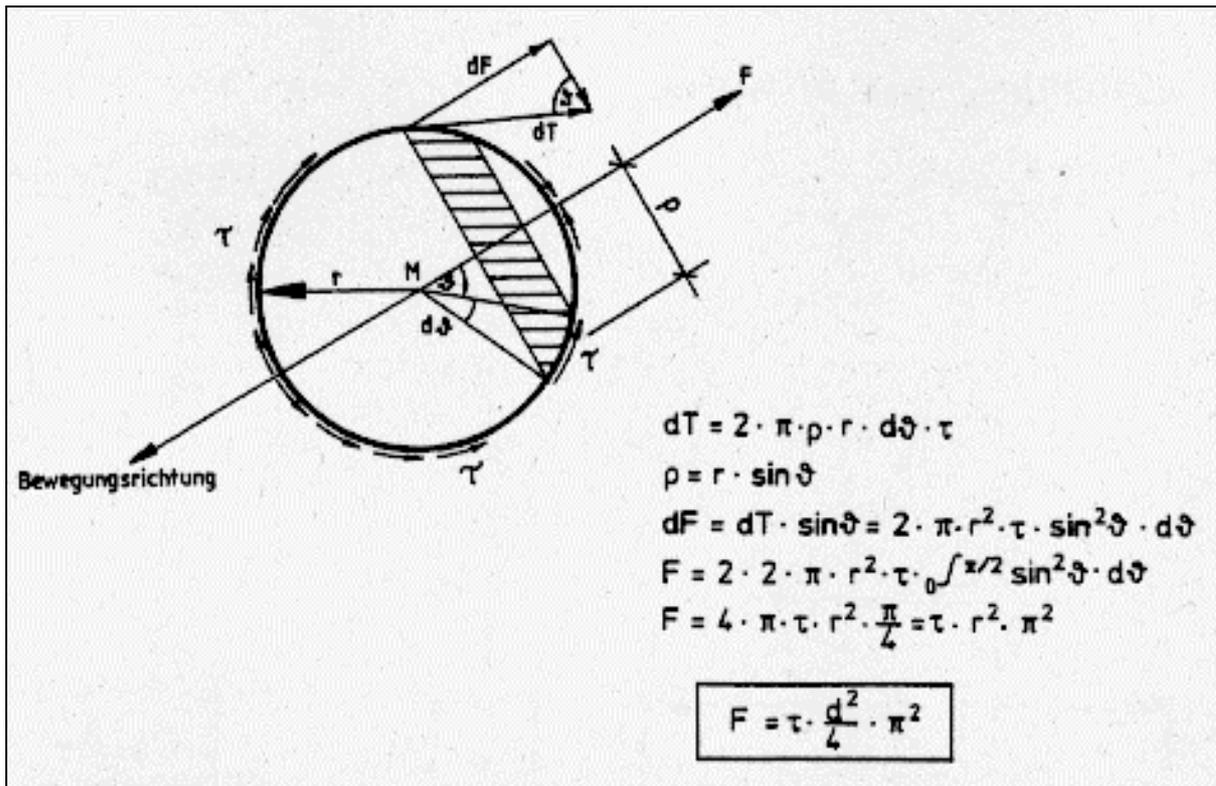


Abb. 3.5 Kraftwirkung auf eine in einer Suspension verschobene Kugel

Als Versuchsgeräte stehen die Pendelgeräte nach WEISS (DIN 4127; Abb. 3.6) sowie die Kugelharfe nach von SOOS (DIN 4126, Anhang B; Abb. 3.7) zur Verfügung. Beim Pendelgerät nach WEISS wird eine an einem Pendel befestigte Kugel in ein horizontal verschiebbares, mit Suspension aufgefülltes Becken eingehängt. Das Becken wird mit einer Geschwindigkeit von 3 cm/s so verschoben, daß am Ende der vorgesehenen thixotropen Verfestigungszeit gerade die Endstellung erreicht ist. Die Endstellung ist innerhalb der durch Abb. 3.6 gegebenen Grenzen frei wählbar, jedoch soll der Faden mindestens einen Weg von 150 mm an der Flüssigkeitsoberfläche zurückgelegt haben. Nach einer weiteren Minute wird die Auslenkung *alpha* beziehungsweise  $\tan \alpha$  des Pendels abgelesen. Nach dem in Abb. 3.6 gezeigten Krafteck folgt  $F = G_{\parallel}$ , und es ergibt sich die Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}$  aus der Wichte  $\gamma$  der Kugel mit dem Durchmesser  $d$  und aus der Wichte  $\gamma_F$  der Suspension zu

$$\tau_{F(t,T)} = \frac{2}{3 \cdot \pi} \cdot d \cdot (\gamma - \gamma_F) \cdot \sin \alpha \quad (3.4)$$

Die Kugelharfe nach von SOOS besteht aus 10 Glas- beziehungsweise Stahlkugeln von unterschiedlichem Durchmesser, die an einer gemeinsamen Platte mit dünnen Perlonfäden befestigt sind (Abb. 3.7). Zur Messung wird die Platte so an einer Stativstange aufgehängt, daß sie langsam in lotrechter Richtung bewegt werden kann (Abb. 3.7). Die Suspension wird bis zu einer markierten Höhe in einen 1 l fassenden Behälter gefüllt. Nach der vorgegebenen Zeit der thixotropen Verfestigung wird die Platte so nach unten bewegt, daß die Kugeln die Oberfläche der Suspension erreichen. Bei weiterem Absenken der Platte tauchen die Kugeln entweder so weit in die Suspension ein, daß der Faden gespannt ist, oder sie bleiben in Schwebelage beziehungsweise auf der Oberfläche liegen.

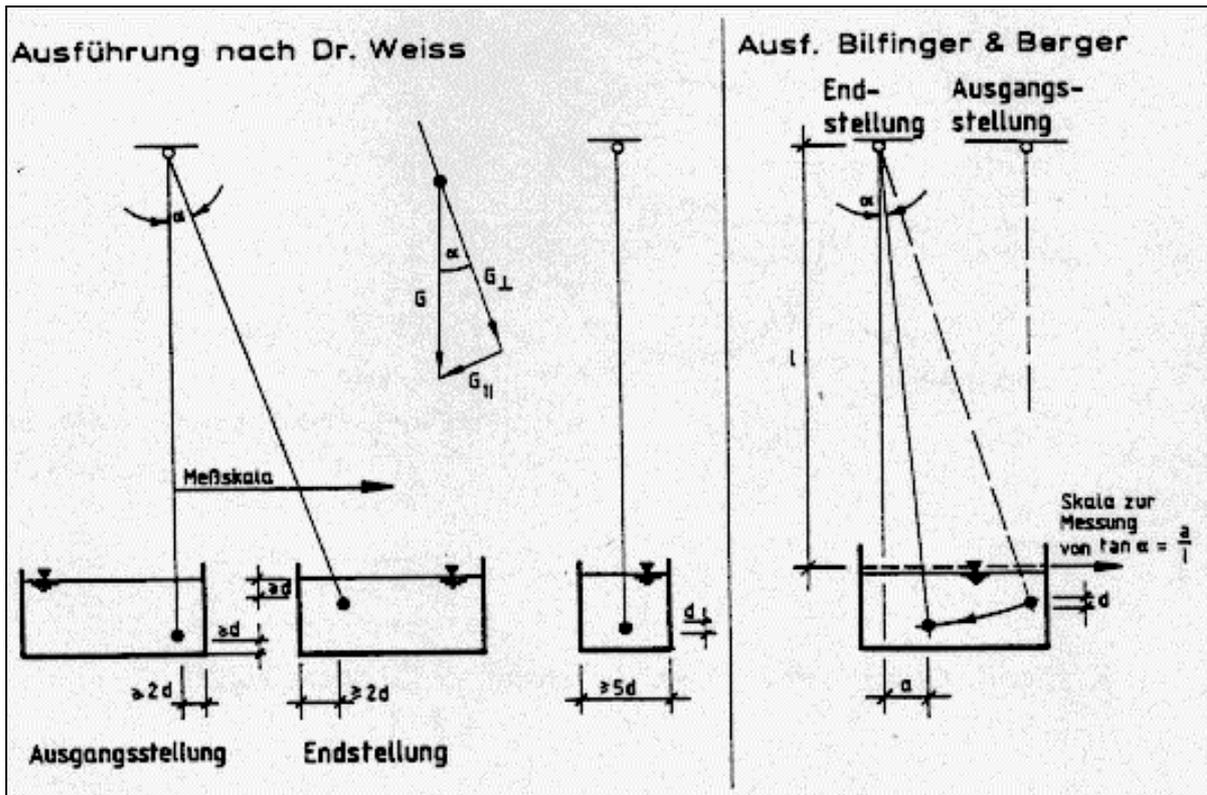


Abb. 3.6 Pendelgerät nach WEISS (MESECK 1987)

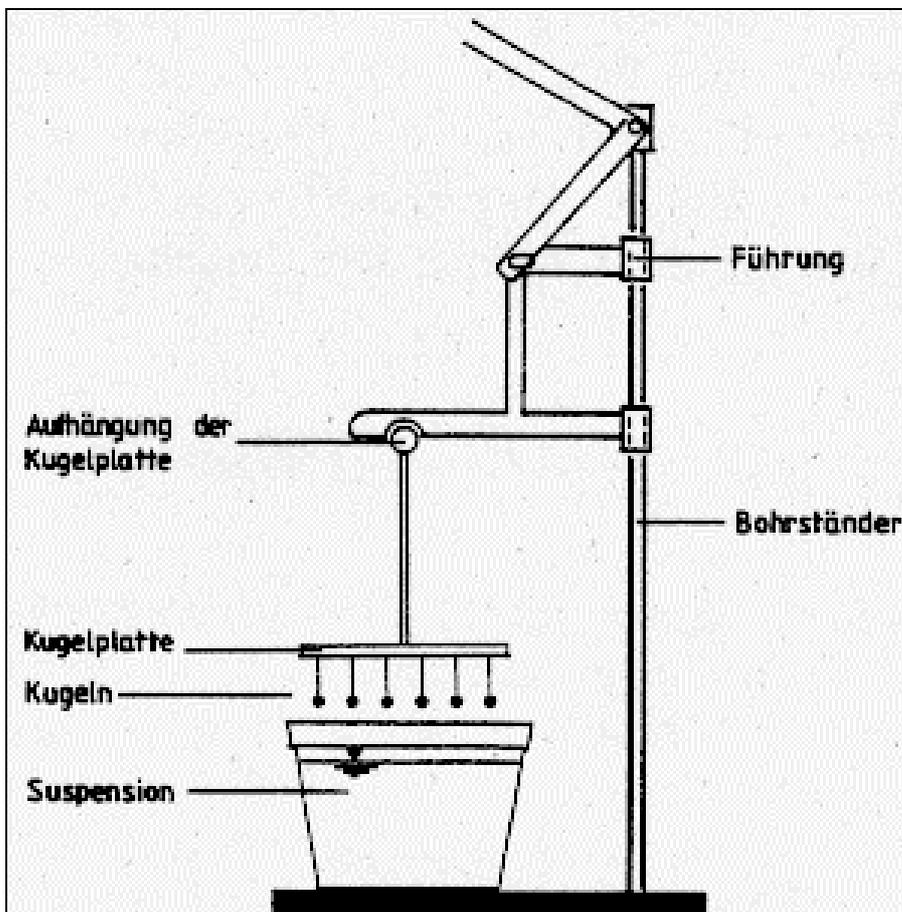


Abb. 3.7 Prinzip der Fließgrenzmessung mit der Kugelharfe nach von SOOS

Jeder der 10 Kugeln ist bei gegebener Suspensionswichte  $\gamma_F$  eine andere spezifische Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}^K$  zugeordnet, bei der sie in der Suspension noch in Schwebe bleiben, weil sich in lotrechter Richtung gerade  $F = G$  unter Auftrieb ergibt. Kugeln, deren spezifische Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}^K$  kleiner ist als die Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}$  der Suspension, schwimmen auf der Oberfläche, während Kugeln, deren spezifische Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}^K$  größer ist, eintauchen, bis der Faden gespannt ist. Als Meßergebnis wird die spezifische Fließgrenze der größten Kugel mit gespanntem Faden ermittelt.

### 3.4.5.3 Bestimmung des Fließverhaltens mit dem MARSH-Trichter

Der MARSH-Trichter besteht aus einem 1,5 l fassenden Trichter (Abb. 3.8), dessen Konusspitze ohne Einschnürung in ein Auslaufröhrchen übergeht. Mit dem MARSH-Trichter werden die Zeiten  $t_M$  gemessen, in denen 1,0 l der eingefüllten Suspension durch das Auslaufröhrchen abfließen. Die gemessenen Auslaufzeiten  $t_M$  sind von der Wichte  $\gamma_F$ , der Fließgrenze  $\tau_{0F}$  und der Viskosität  $\eta$  der Suspension abhängig und im allgemeinen nur als relative Vergleichswerte für die Fließigenschaften verschiedener Mischungen anzusehen. Ein Liter Wasser fließt in ca. 28 Sekunden aus dem MARSH-Trichter ab. Absolutwerte für die Fließgrenze  $\tau_{0F(t,T)}$  sowie für die sonstigen Parameter eines Fließgesetzes (Abb. 3.3) lassen sich mit dem MARSH-Trichter nicht unmittelbar bestimmen.

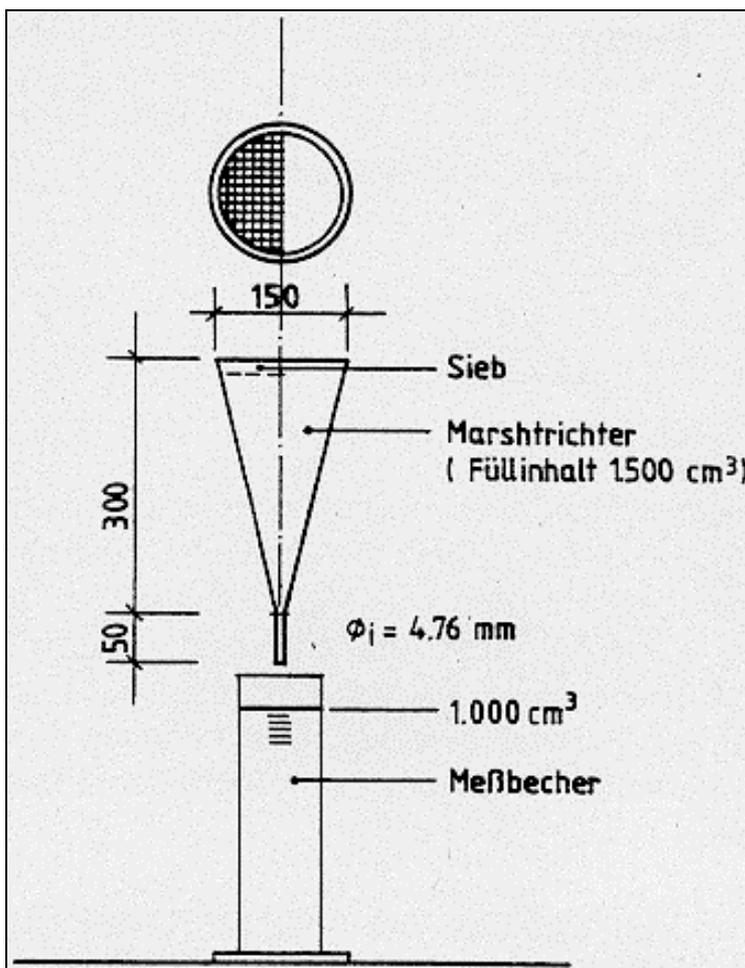


Abb. 3.8 Schematische Darstellung des MARSH-Trichters

### 3.4.5.4 Bestimmung der Filtratwasserabgabe mit der Filterpresse

Mit dem Filterabpreßversuch wird die Filtration an einer porösen Grenzschicht simuliert, deren Poren kleiner als die Partikelgröße der Suspension sind (Abb. 3.9). Die Versuchsergebnisse des Filterabpreßversuchs sind Grundlage für die Beurteilung der Suspensionsstabilität und liefern insbesondere bei Einphasensystemen für relative Vergleiche von Suspensionen untereinander auch Hinweise auf die Filtrat- beziehungsweise Filterkuchenentwicklung.

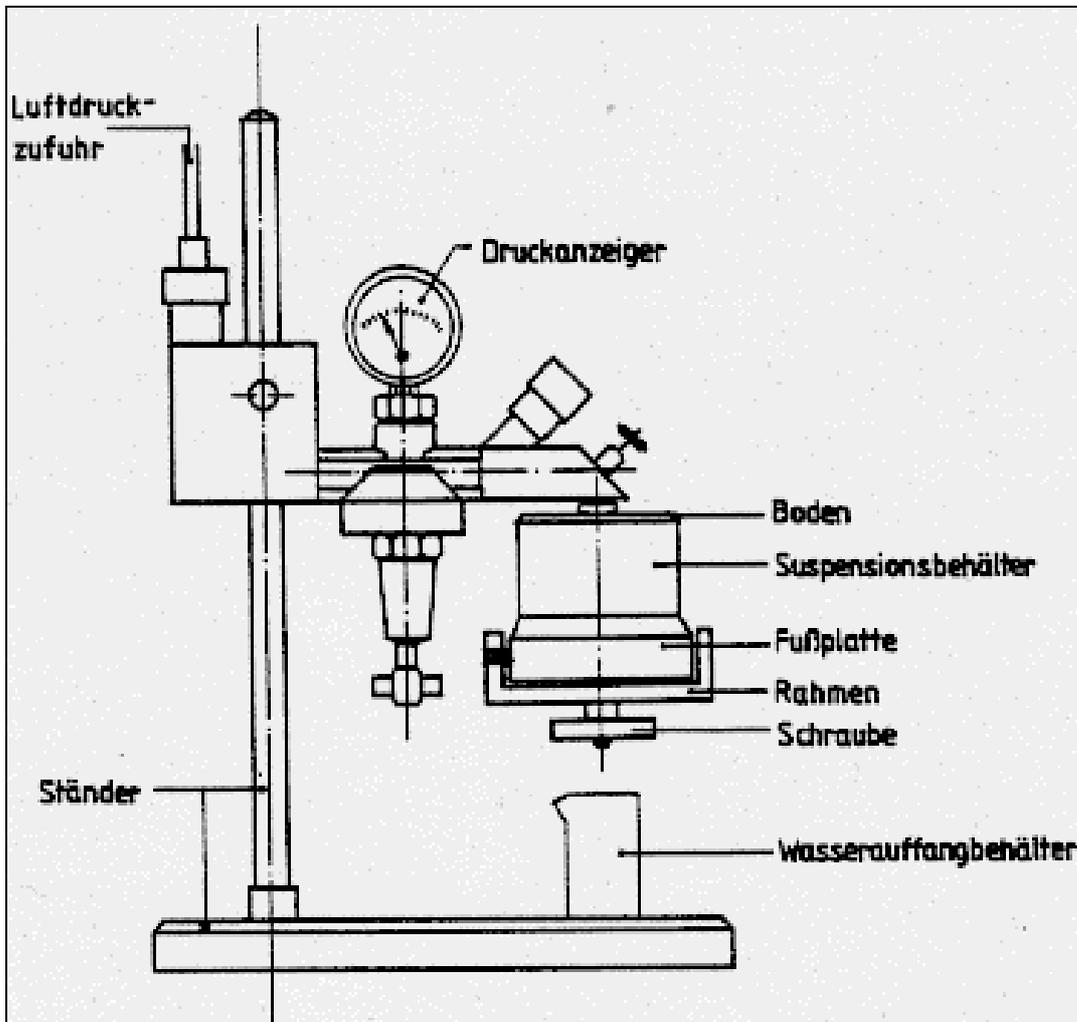


Abb. 3.9 Filterpresse

Zur Durchführung des Filterabpreßversuchs wird die zu prüfende Suspension in den zylindrischen Filterpressentopf gefüllt (Füllinhalt ca.  $320 \text{ cm}^3$ ). Die Oberfläche der Suspension wird mit einem trockenen Filterpapier vorgegebener Porosität und einem Sieb abgedeckt, der Filterpressentopf mit einem Deckel verschlossen und in den Versuchsstand eingebaut. Innerhalb von 30 Sekunden wird mit einem Druckregler ein Luftüberdruck bis zu  $700 \text{ kPa}$  ( $\pm 35 \text{ kPa}$ ) auf die Probe aufgebracht und für weitere 7 Minuten konstant gehalten. Das Volumen des Filtratwassers, das nach einer Versuchslaufzeit von insgesamt 7,5 Minuten im Meßzylinder aufgefangen wurde, wird als Filtratwasserabgabe  $f$  bezeichnet.

Bei sehr hohen Filtratwasserabgaben kann es bereits vor Ende der Versuchszeit von 7,5 Minuten zu einem Ende der Filtratwasserabgabe und zu Luftaustritten aus dem Suspensionsbe-

hälter kommen. In einem solchen Fall wird praktisch das gesamte frei bewegliche Wasser aus der Suspension ausgepreßt. Der gesamte Feststoff der ursprünglich im Behälter vorhandenen Suspension kompaktiert zu einem wasserarmen Filterkuchen, in dem sich dann bei Aufrechterhaltung der Druckbelastung luftgängige Porenkanäle oder Risse bilden. In solchen Fällen wird zusätzlich zur Filtratwasserabgabe die Zeit registriert, nach der erstmalig eine Luftpassage festgestellt wird. Suspensionen mit vorzeitigen Luftaustritten neigen zu besonders intensiver Filterkuchenbildung mit gegebenenfalls entsprechenden Nachteilen für ihre Verarbeitbarkeit. Im Labor kann ein solches Verhalten insbesondere nach langen Rührzeiten und nach zusätzlicher Feststoffbeladung festgestellt werden.

### 3.4.5.5 pH-Wert der Suspension

Der **pH-Wert einer Suspension** kann entweder mit Indikatorstreifen oder mit einer kalibrierten pH-Einstabmeßzelle bestimmt werden.

## 3.4.6 Festigkeitsentwicklung der Dichtmassen

### 3.4.6.1 Vorbemerkungen

Festigkeitsuntersuchungen an Dichtmassen liefern einerseits einen Hinweis auf die zeitliche Entwicklung des Abbindeprozesses. Andererseits kann mit diesen Untersuchungen die erreichbare Druckfestigkeit sowie das Deformationsverhalten der Dichtmassen abgeschätzt werden. Die ermittelten Festigkeitsparameter sind wesentlich für den Baubetrieb, z. B. zur Festlegung des Zeitpunkts für den Anschnitt einer Nachbarlamelle, sowie für die mögliche Beanspruchung der späteren Dichtwand, z. B. bei Belastungen durch Überschüttung oder bei hoher hydraulischer und damit möglicherweise erosionsauslösender Beaufschlagung.

Die zeitliche Entwicklung der Festigkeit kann im Labor zu Beginn des Erstarrens mit einer Laborflügelsonde und in späteren Abbindestadien durch Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  im Bruchzustand bestimmt werden. Das Ergebnis der Flügelsondierung läßt sich als ein Maß für die undrained Scherfestigkeit  $c_u$  der Dichtmasse auffassen, so daß sich näherungsweise folgende rechnerische Beziehung zwischen  $c_u$  und der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  angeben läßt:

$$c_u = 0,5 \cdot q_u \quad (3.5)$$

Die Hydratationsgeschwindigkeit des Bindemittels verläuft degressiv. Aus der Zementtechnologie ist bekannt, daß Festigkeitszuwächse auch noch nach einem 56-tägigen Abbindevorgang auftreten können. Dies gilt insbesondere für langsamerhärtende Hochofenzemente und hydraulische Dichtmassenbindemittel. Deshalb sollte die Festigkeit in den ersten Wochen nach Herstellung der Dichtmasse täglich, anschließend 14, 28, 56 und 112 Tage nach Aufbereitung ermittelt und graphisch aufgetragen werden. Erfahrungswerte zeigen, daß Festigkeitszuwächse nach 112 Tagen nur noch in geringen Größenordnungen auftreten und das mechanische und hydraulische Verhalten der Dichtmassen kaum noch beeinflussen. Im Falle des Zusatzes verzögernder Dichtmassenadditive können sich die Abbindezeiten entsprechend verlängern.

### 3.4.6.2 Bestimmung der Festigkeit mit der Laborflügelsonde

Zur Untersuchung der Suspension mit der Laborflügelsonde wird ein Flügel mit den Abmessungen von z. B.  $h/d = 25,4/12,7$  mm so in die Suspension eingedrückt, daß er mit ca. 10 mm Suspension überdeckt ist. Danach wird der Flügel mit einer Winkelgeschwindigkeit von  $0,1^\circ/s$  gedreht, bis entweder das zunächst ansteigende Drehmoment wieder abfällt oder der Versuch nach einer zu definierenden Zeit abgebrochen wird.

Der Maximalwert kann an einem Schleppzeiger eines Drehmomentenmeßhebels abgelesen werden. Die Auswertung der Flügelsondierungen kann in Anlehnung an die DIN 4096 vorgenommen werden. Das gemessene Drehmoment ist ein Maß für die undrained Scherfestigkeit  $c_u$  der Suspension. Abb. 3.10 zeigt die Laborflügelsonde.

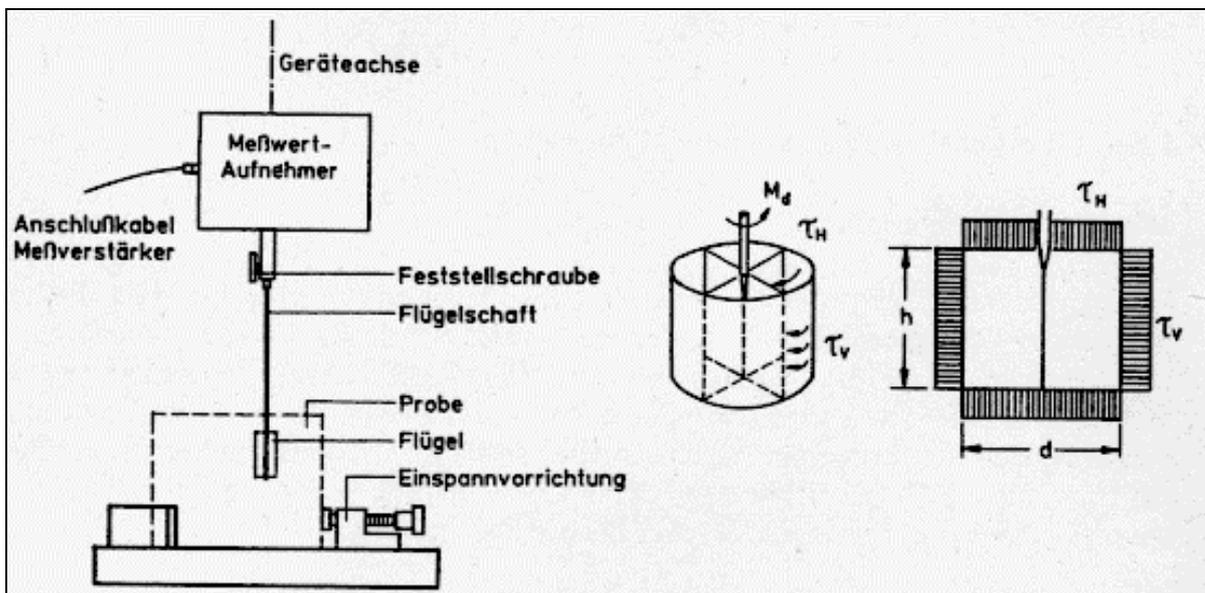


Abb. 3.10 Laborflügelsonde

### 3.4.6.3 Einaxiale Druckfestigkeit

Die **einaxiale Druckfestigkeit**  $q_u$  im Bruchzustand wird zusammen mit der zugehörigen Stauchung *epsilon* im weggesteuerten einaxialen Druckversuch nach DIN 18136 bestimmt. Die zylindrischen Probekörper werden bis zum Untersuchungszeitpunkt unter Wasser gelagert (Abschnitt 3.4.3). Nach Einbau in das Prüfgerät wird ein konstanter Vorschub *epsilon*(punkt) aufgebracht. Dieser wird entsprechend der Vorgabe nach DIN 18136 für verkittete Böden zu *epsilon*(punkt) = 0,2 % der Anfangsprobenhöhe pro Minute gewählt. Während des Vorschubs ist die Spannungs-Verformungslinie bis zum Bruch aufzuzeichnen. Im Versuchsprotokoll sollte insbesondere im Anfangsstadium des Abbindeprozesses registriert werden, ob die Probe den Bruchzustand mit oder ohne Ribbildung erreicht.

Die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  ergibt sich aus der maximal aufgebrachten Kraft bezogen auf die maßgebliche Querschnittsfläche *A* der Probe, die Stauchung *epsilon* im Bruchzustand aus der zugehörigen Verformung bezogen auf die Anfangsprobenhöhe. Die maßgebliche Quer-

schnittsfläche  $A$  wird für die praktische Berechnung aus der Querschnittsfläche  $A_a$  des Probekörpers bei Versuchsbeginn mit Hilfe der Beziehung

$$A = \frac{A_a}{1 - \varepsilon}$$

ermittelt. Bei einer Probengeometrie, die von den Vorgaben der DIN 18136 abweicht, sind in den GDA (1993) Umrechnungsfaktoren zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit angegeben.

Insbesondere zu Beginn des Abbindeprozesses können die Dichtmassen bei Druckbeanspruchung ein relativ plastisches Verhalten mit ausgeprägten Deformationen aufweisen. In solchen Fällen werden der einaxiale Druckversuch nach DIN 18136 bei einer Stauchung von  $\varepsilon = 20\%$  der Anfangsprobenhöhe abgebrochen und die zugehörige einaxiale Druckspannung  $q_u = \sigma_{0,2}$  angegeben.

### 3.4.7 Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Dichtmassen

#### 3.4.7.1 Vorbemerkungen

Die Durchlässigkeit von Bodenproben wird in Laborversuchen nach DIN 18130, Teil 1, geprüft. Erhöhte Anforderungen an die hydraulische Wirksamkeit und die chemische Beständigkeit von Dichtmassen führten zu ergänzenden und teilweise auch von der Norm abweichenden Regelungen. Prinzipiell läßt sich das Durchlässigkeitsverhalten im Kompressionsgerät, in Glasröhrchen, nach der Vergußmethode sowie in der Dreiaxialzelle ermitteln (MESECK 1987). Die Untersuchung in der Dreiaxialzelle wird mittlerweile in Richtlinien und Empfehlungen als Regelversuch vorgeschlagen (GDA 1993). Darüber hinaus werden neben Durchlässigkeitsversuchen mit Wasser auch solche mit deponiespezifischen Prüf Flüssigkeiten als Durchströmungsmedien verlangt (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988a, GDA 1993).

Nach DIN 18130, Teil 1, berechnet sich der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  eines wassergesättigten Porensystems nach dem Fließgesetz von DARCY allgemein aus dem Verhältnis der Fließgeschwindigkeit (Filtergeschwindigkeit)  $v$  zum hydraulischen Gefälle  $i$  nach folgender Beziehung:

$$k = \frac{v}{i}$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert von Dichtmassen soll bei einem hydraulischen Gradienten von  $i = 30$  bestimmt werden. Bei Versuchen mit fallender Druckhöhe sollte dieser Gradient durchfahren werden (GDA 1993). Die Durchströmung ist so lange aufrechtzuhalten, bis sich die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte zeitlich nicht mehr ändern. Dabei ist die Temperatur der Prüf Flüssigkeit möglichst konstant zu halten. Außerdem ist eine Temperaturkorrektur nach DIN 18130, Teil 1, durchzuführen, mit der die im Versuch bei einer Temperatur  $T$  festgestellten Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  über folgende Beziehung auf eine Vergleichstemperatur von  $10\text{ °C}$  umgerechnet werden:

$$k_{10} = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2} \cdot k.$$

### 3.4.7.2 Durchlässigkeitsversuche im Kompressionsgerät

Die Probe mit einem Durchmesser von mindestens  $d = 70$  mm und einer Höhe von mindestens  $h = 20$  mm wird in einem Stahlring zwischen zwei Filtersteinen in das Kompressions-Durchlässigkeitsgerät eingebaut (Abb. 3.11). Zuvor sind das Standrohr, die Zuleitungen und der untere Filterstein mit entlüftetem Wasser zu füllen und alle Lufteinschlüsse zu beseitigen. Anschließend wird über den oberen wassergesättigten Filterstein eine vertikale Belastung, die aus Gleichgewichtsgründen über dem hydrostatischen Druck bei der Durchströmung liegen muß, aufgebracht und die Konsolidierung der Probe abgewartet. Das hierbei in den Filtersteinen abgepreßte Porenwasser ist drucklos abzuführen. Nach Abschluß der Konsolidierung wird die Probe von unten nach oben durchströmt, und es werden die Wasserhöhen  $h_1$  im Standrohr zu Beginn (Wasserhöhe  $h_1$ ) und am Ende (Wasserhöhe  $h_2$ ) eines Meßintervalles der Zeitdauer  $\Delta t$  protokolliert. Der Durchlässigkeitsbeiwert errechnet sich dann für diesen Versuch mit veränderlicher Druckhöhe zu (Abb. 3.11):

$$k = \frac{a \cdot h}{A \cdot \Delta t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (3.6)$$

mit:

$a$  Querschnitt des Standrohres

$A$  Querschnitt des Probekörpers

Das aus der Probe ausströmende Wasser wird nicht aufgefangen.

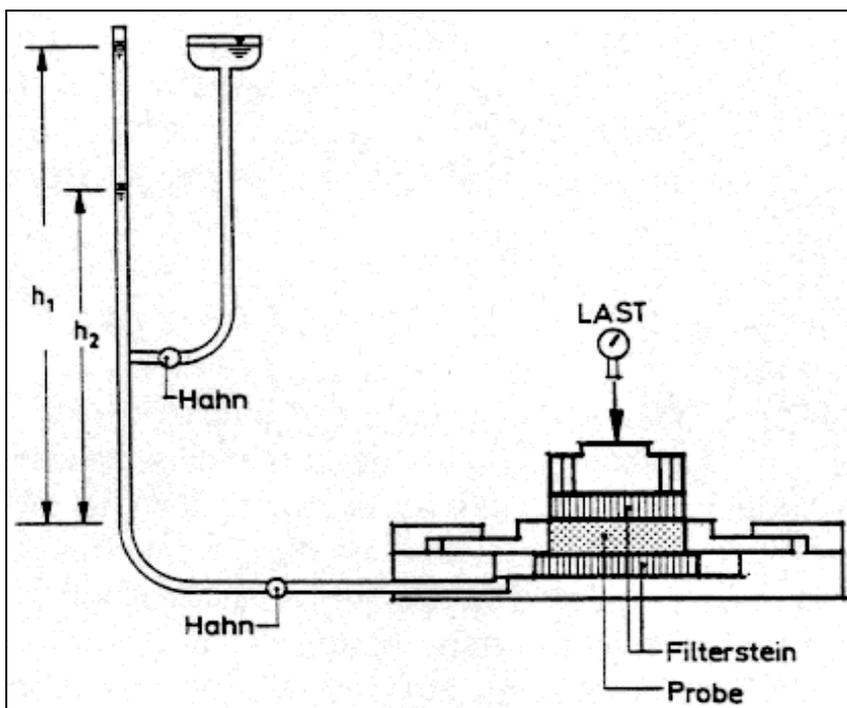


Abb. 3.11 Durchlässigkeitsversuch im Kompressions-Durchlässigkeitsgerät

### 3.4.7.3 Durchlässigkeitsversuche im Glasröhrchen

Für diese Untersuchung wird der untere Teil des Glasröhrchens nach KARSTEN (Abb. 3.12), das ursprünglich in der Betontechnologie für Untersuchungen zur Wassereindringung verwendet wird, mit Suspension aufgefüllt. Bis zum geplanten Untersuchungsbeginn wird das Glasröhrchen mit der Dichtmassenprobe unter Wasser gelagert. Nach dem Abbinden der Dichtmasse wird der obere, mit einer Kalibrierung versehene Teil des Röhrchens mit Wasser aufgefüllt, und die Dichtmassenprobe wird bei fallender Druckhöhe von oben nach unten durchströmt. Die Auswertung erfolgt mit der in Abschnitt 3.4.7.2 angegebenen Beziehung für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$ .

Mit diesem vergleichsweise einfachen Versuchstyp lassen sich mit relativ geringem Aufwand eine große Anzahl von Parallelversuchen durchführen. Die Durchströmungswassermenge wird bei diesem Versuchstyp ebenfalls nicht aufgefangen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1983).

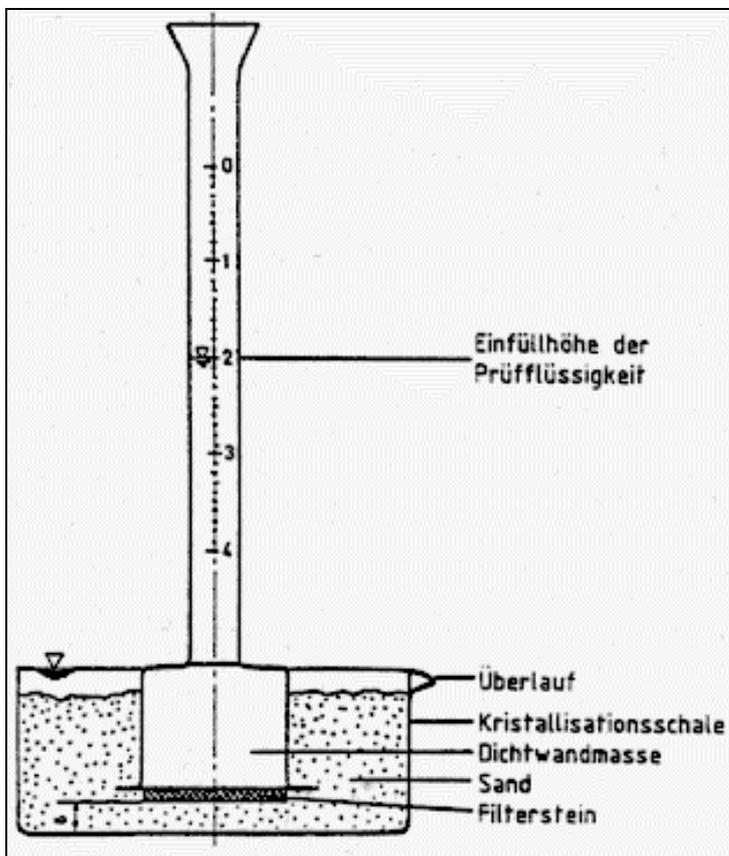


Abb. 3.12 Durchlässigkeitsuntersuchungen im Glasröhrchen nach KARSTEN

### 3.4.7.4 Untersuchung nach der Vergußmethode

Bei der Anwendung der Vergußmethode zur Ermittlung der Durchlässigkeit wird die Probe in einen starren Zylinder eingesetzt und der verbleibende Ringspalt zwischen der Probe und dem Zylinder, z. B. mit Paraffin, ausgefüllt. An jeder Stirnfläche des Probekörpers befindet sich ein Filterstein (Abb. 3.13). Über eine Druckvorlage mit Reglersystem werden der hydraulische Gradient eingestellt und die Dichtmassenprobe bei konstanter Druckhöhe von unten nach oben durchströmt. Das auslaufende Wasser kann bei größerer Durchlässigkeit mit einem

Meßzylinder aufgefangen werden. Bei relativ geringen Durchflußraten wird zur Messung allgemein ein Kapillarrohr (Bürette) verwendet (Abb. 3.14). In dieses Kapillarrohr wird eine Luftblase injiziert, die sich mit dem Flüssigkeitsstrom bewegt, so daß die pro Zeiteinheit durchgeströmte Flüssigkeitsmenge bei bekanntem Kapillardurchmesser aus der Wanderung der Luftblase ermittelt werden kann. Die Untersuchung nach der Vergußmethode läßt sich vergleichbar auch mit Probekörpern durchführen, die in der zur Probenherstellung verwendeten Kunststoffhülse (Abschnitt 3.4.3) verbleiben. In diesem Fall entfallen der Außenzylinder und die Ringraumverfüllung.

Die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  aus einem Meßintervall  $\Delta t$  erfolgt nach folgender Beziehung:

$$k = \frac{q \cdot h}{\Delta t \cdot A \cdot \Delta h} \quad (3.7)$$

mit:  $A$  Querschnittsfläche des Probekörpers  
 $h$  Probenhöhe  
 $\Delta h$  Druckhöhendifferenz zwischen der An- und der Abstromseite der Probe  
 $q$  durchgeströmte Flüssigkeitsmenge im Meßintervall  $\Delta t$ .

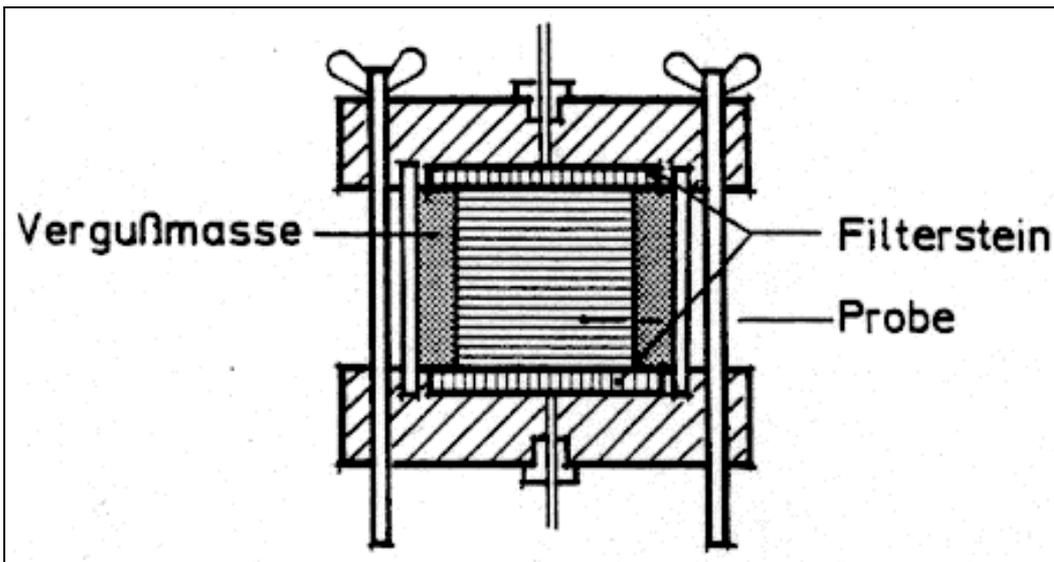


Abb. 3.13 Durchlässigkeitsuntersuchungen nach der Vergußmethode

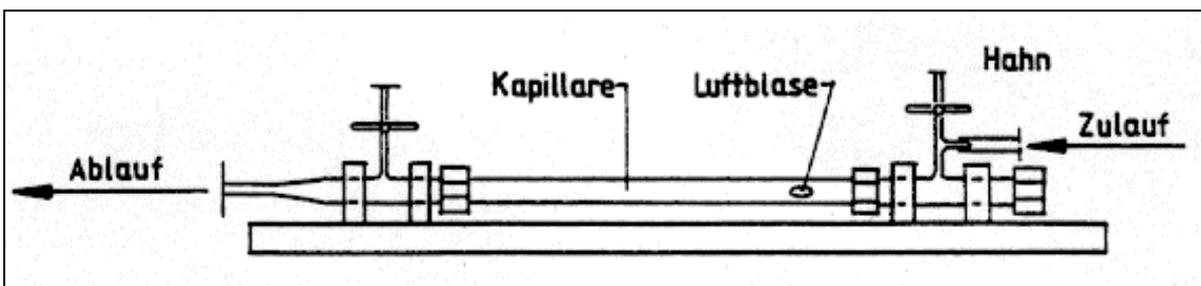


Abb. 3.14 Kapillarrohr zur Bestimmung von Durchflußraten bei relativ kleinen Durchflußmengen

### 3.4.7.5 Durchlässigkeitsversuch in der Dreiaxialzelle

Der als Regelversuch (GDA 1993) vorgeschlagene Durchlässigkeitsversuch in der Dreiaxialzelle (Abb. 3.15) zeichnet sich dadurch aus, daß Störeinflüsse durch Randströmungen weitgehend ausgeschlossen werden können.

Die zylindrische Dichtmassenprobe wird zunächst zwischen zwei Filtersteinen gesetzt, deren Porenräume vorher mit entlüftetem Wasser gesättigt wurden. Über die Probe wird anschließend ein Gummistrumpf gezogen, der mit O-Ringen dicht an die Filterplatten angepreßt wird. Zum Ausgleich von Unebenheiten kann die Probenmantelfläche zuvor mit einem Siliconfilm überzogen werden. Nach Anschluß der mit Wasser aufgefüllten Zu- und Ablaufleitungen an die Filtersteine wird die Dreiaxialzelle verschlossen und mit Wasser aufgefüllt. Dieses Wasser wird über eine Druckvorlage unter den Zelldruck  $\sigma_3$  gesetzt, der nun allseitig auf die Probe wirkt. Anschließend wird über eine weitere, mit der gewählten Prüfliquidität gefüllte Druckvorlage eine Strömungsdruckdifferenz  $\sigma_1$  zwischen der unteren und der oberen Stirnfläche der Probe aufgebracht und die Probe von unten nach oben durchströmt. Der Zelldruck  $\sigma_3$  wird 30 kPa größer als der Strömungsdruck  $\sigma_1$  einreguliert, um die Gummimembran zur Vermeidung von Randumläufigkeiten dicht an die Mantelfläche der Probe anzupressen.

Die durchgeströmte Flüssigkeitsmenge kann mit Meßzylindern oder bei kleinen Durchflußraten mit einem Kapillarrohr gemessen werden (Abschnitt 3.4.7.4). Die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  erfolgt bei konstanter Druckhöhe nach Gleichung 3.7.

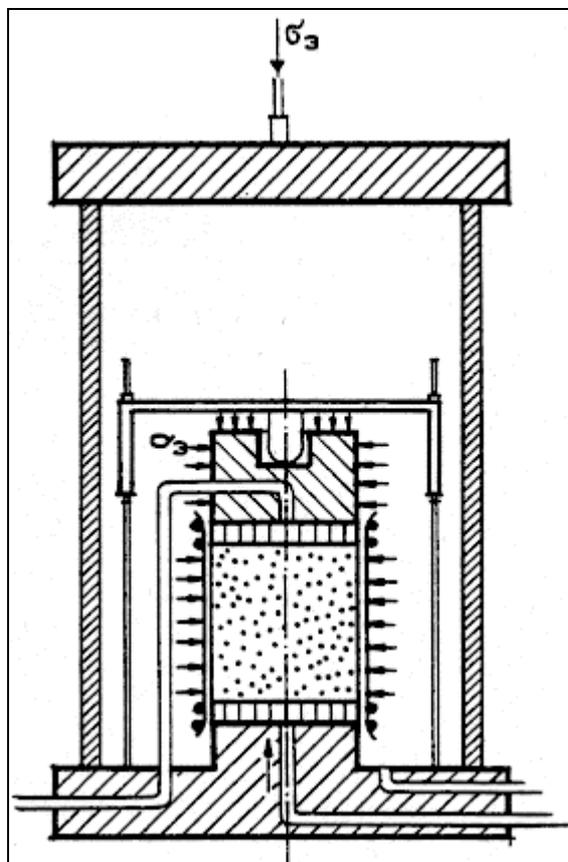


Abb. 3.15 Schematische Darstellung des Durchströmungsversuchs in der Dreiaxialzelle

Bei der Versuchsdurchführung ist insbesondere darauf zu achten, daß die zuströmende Prüfflüssigkeit nicht unter Druck mit Luft gesättigt wird, da andernfalls während der Durchströmung Luftbläschen ausperlen und im System verbleiben können. Dies würde die Durchlässigkeit der abgebundenen Dichtmassen reduzieren und somit das Ergebnis verfälschen.

## 3.5 Untersuchungen zum Einbauverhalten

### 3.5.1 Allgemeines

Während des Lamellenaushubs können sich die Kennwerte der frischen, noch fließfähigen Dicht suspension ändern. Dies kann sich auch auf die Eigenschaften der später abgebundenen Dichtmasse auswirken. Veränderungen der Suspensionseigenschaften während der Schlitzwandarbeiten beeinflussen direkt oder indirekt

- die Herstellbarkeit (Aushubgeschwindigkeit, Erreichen der Solltiefe) des Dichtelementes,
- den Baubetrieb (zum Beispiel die zeitliche Abfolge der Lamellenherstellung),
- die Wirtschaftlichkeit (Suspensionsverluste durch Filtration und Penetration) und
- die Wirksamkeit der Dichtelemente beziehungsweise des kompletten Dichtsystems.

Ursachen für die Veränderung der Suspensionsdaten sind im wesentlichen in der Suspension selbst, im Herstellungsverfahren, im durchfahrenen Baugrund sowie in Wechselwirkungen zwischen diesen verschiedenen Ursachen zu sehen. Bei Kenntnis der bodenphysikalischen Kennwerte und der hydraulischen Randbedingungen des zu durchörternden Baugrundes können die zu erwartenden Änderungen der Suspensionsdaten durch Vorabuntersuchungen abgeschätzt werden, woraus sich dann entsprechende Hinweise sowohl für die Auswahl der Dichtmasse als auch für die Wahl des Herstellungsverfahrens ergeben können.

### 3.5.2 Energie- und Sandeintrag, Sedimentationsstabilität

Die rheologischen Kenndaten einer bentonithaltigen Suspension werden im wesentlichen durch die Mischungsrezeptur, aber auch durch den Energieeintrag während der Aufbereitung und der anschließenden Weiterbewegung beeinflußt. Auf der Baustelle wird die frisch aufbereitete Suspension mit dem Ziel einer homogenen Feststoffverteilung in der Regel zunächst intensiv gemischt und anschließend neben der Aufbereitungsanlage in einem Vorratsbehälter unter ständigem Rühren zwischengelagert (Abschnitt 2.5.6.1), von wo aus sie nach Bedarf, das heißt je nach Arbeitsfortschritt, zu dem häufig bis zu mehreren 100 m entfernten Einsatzort gepumpt wird. Dort wird die frisch zugeführte Einphasen-Suspension über die Schlitztiefe verschleppt und somit mit der bereits im Schlitz vorhandenen Suspension vermischt, zum anderen durch das Aushubgerät in Bewegung gehalten. Bedingt durch die damit zusammenhängenden Energieeinträge kann es unter Umständen nach Abschluß der Mischungsaufbereitung zu einem weiterführenden Aufschluß der Suspension und somit z. B. zu einer meist nicht erwünschten Erhöhung der Fließgrenze  $\tau_{0F}$  kommen. Andererseits bildet sich während eines planmäßigen Aushubs, der ohne größere Unterbrechungen durchgeführt wird, stets die dynamische Fließgrenze  $\text{dyn } \tau_{0F}$  und nicht die höhere statische Fließgrenze  $\text{stat } \tau_{0F}$  aus (Ab-

schnitt 3.4.5.2). Zusätzlich bewirkt die Bewegung der Suspension beim Aushub, daß die Hydratation der hydraulischen Bindemittel in der 1. Hydratationsphase ständig gestört und dadurch die Festigkeitsentwicklung verzögert wird.

Eine weitere Beeinflussung des Fließverhaltens der Suspension und damit der späteren Wirksamkeit des Dichtsystems wird durch zusätzlich eingearbeitete Bodenpartikel hervorgerufen. Die Intensität des Feststoffeintrags ist unter anderem vom Aushubgerät, von der Struktur des Baugrundaufbaues sowie von dessen Grabwiderstand (Abschnitt 2.3.1) abhängig.

Die Einflüsse des auf der Baustelle zu erwartenden Energie- und Sandeintrags in die Suspension können in kleinmaßstäblichen Laborversuchen mit bereits weitestgehend projektabhängigen Parametern ermittelt werden (Abschnitt 3.4.2). Zunächst kann in kleinmaßstäblichen Aufbereitungsversuchen der Einfluß unterschiedlich intensiver Energieeinträge durch Variation der Mischaggregate (Kolloidrührer, Propellerrührer) und Rührgeschwindigkeiten, der Mischzeiten der jeweiligen Einzelkomponenten sowie deren Mischreihenfolge simuliert werden. Hieraus ergeben sich für die großmaßstäblichen Aufbereitungsversuche (Abschnitt 4.2) wesentliche Eingangsparameter. Die Bewegung der Suspension im Schlitz mit und ohne Feststoffeintrag kann anschließend in sogenannten Rührversuchen simuliert werden (Abschnitt 3.4.4).

Neben dem Fließverhalten ist das Wasserabsetzen sowie die Sedimentationsneigung von aushubbedingt eingearbeiteten Feststoffpartikeln zu untersuchen, wodurch das mechanische und hydraulische Verhalten einer Dichtmasse nachhaltig beeinflusst werden kann. Hierfür wird die Suspension zunächst bei der Aufbereitung mit Bodenpartikeln angereichert und, auch nach unterschiedlich langen Rührzeiten, in Standzylindern abgefüllt. Anschließend werden das Absinken von Feststoffpartikeln, insbesondere von Sandfraktionen, sowie das Absetzmaß an der Suspensionsoberfläche beobachtet. Neben der rein visuellen Beobachtung kann auch die Feststoffverteilung der abgebundenen Probe ermittelt werden, indem der später abgebundene Probekörper in Scheiben geschnitten und die Wichte *gamma* in Abhängigkeit von der Probenhöhe, z. B. durch Tauchwägung, bestimmt wird. Allerdings liefern diese Laboruntersuchungen nur einen relativen Vergleich des Sedimentationsverhaltens verschiedener Dichtmassen.

Nach Abschluß der Rührversuche sind Rückstellproben für spätere Durchlässigkeits- und Festigkeitsuntersuchungen abzufüllen. Speziell Untersuchungen zur Festigkeit im Frühstadium des Abbindeprozesses (Abschnitt 3.4.6) geben darüber Auskunft, ob die Festigkeitsentwicklung durch die ständige Bewegung (mit und ohne Sandzugabe) derart gestört oder verzögert wurde, daß das geplante Herstellungsverfahren oder die angestrebten Anschnittzeiten der Vorläuferlamellen geändert werden müssen.

### 3.5.3 Penetrations- und Filtrationsverhalten

Speziell die nach dem Einphasensystem eingebauten Dichtsuspensionen neigen an der Grenzfläche zwischen dem Boden und der Dichtmasse zur Penetration und zur Filtration. Dadurch bilden sich in Abhängigkeit der hydraulischen und bodenmechanischen Randbedingungen sowie der Suspensionseigenschaften eine in das anstehende Korngerüst vordringende Penetrationszone sowie ein in den Schlitz wachsender feststoffreicher Filterkuchen (Abschnitt 2.3.4). Sowohl der Vorgang dieser Feststoffverlagerungen als auch deren Endzustand können aufgrund der gegenüber der eigentlichen Dichtmasse geänderten Eigenschaften sowohl die

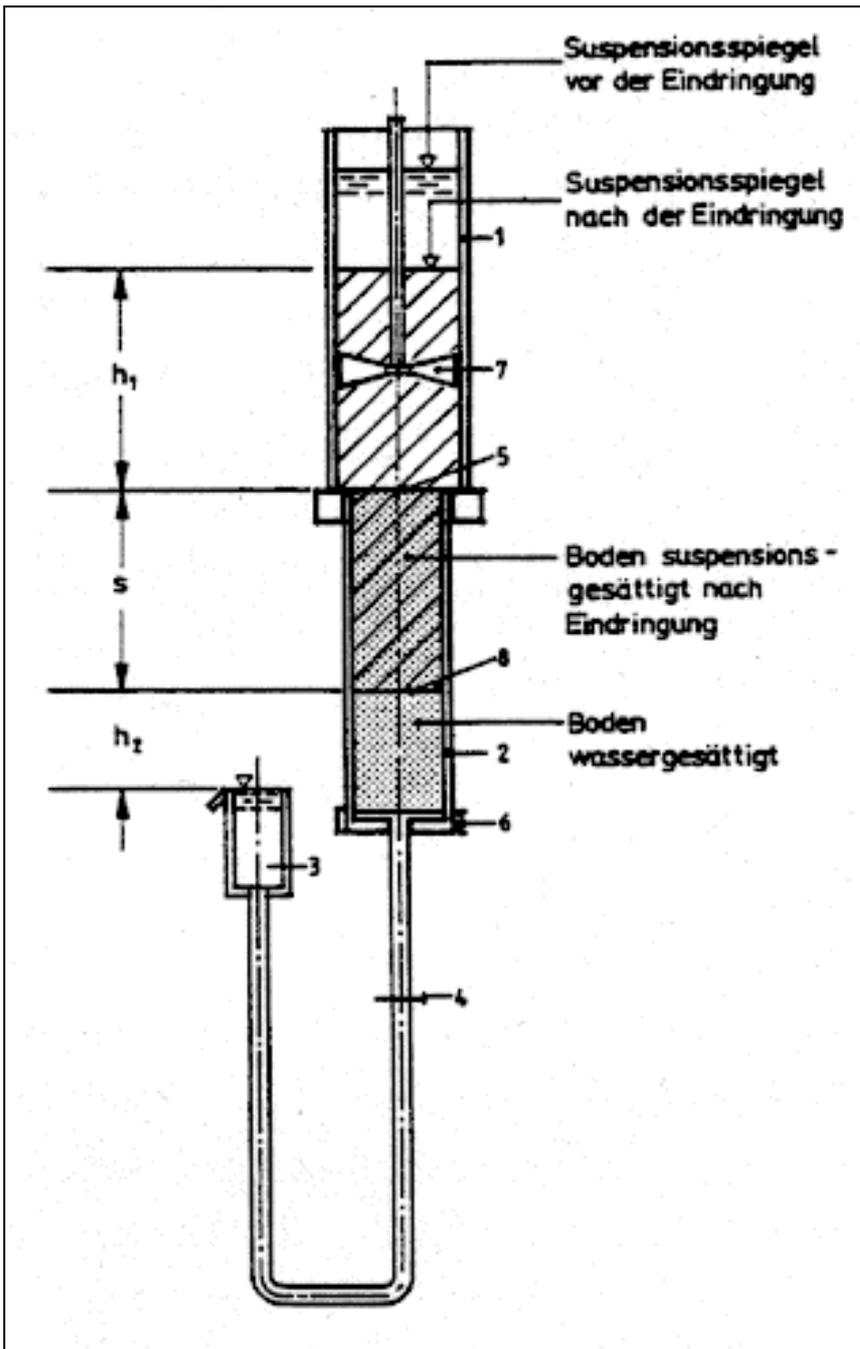
standsicherheitsbestimmenden Kennwerte als auch die Funktion des Dichtungssystems beeinflussen.

Voraussetzung für die Standsicherheit und für die Herstellbarkeit eines suspensionsgefüllten Schlitzes ist, daß sich entweder durch eine Filterkuchenbildung ein membranartiger Film an der Grenzfläche zum Baugrund aufbaut oder daß die in ein Porensystem penetrierende Suspension zum Stillstand kommt. Der Stillstand entsteht jedoch nur dann, wenn ein sogenannter Stagnationsgradient  $i_{0F}$  existiert, der sowohl von der Geometrie des Porenraums als auch von der Größe und Form der Feststoffpartikel in der Dichtsuspension abhängt. Der Stagnationsgradient läßt sich aus der auf die Eindringlänge bezogenen Differenz zwischen dem Suspensionsdruck und dem Wasserdruck ermitteln zu (Abb. 3.16):

$$i_{0F} = \frac{f_{s0}}{\gamma_F} = 1 + \frac{h_1 + h_2 \cdot \gamma_w / \gamma_F}{s} \quad (3.8)$$

mit:  $f_{s0} = \frac{p_F - p_w}{s}$  Druckgefälle.

Das noch unbekanntes Druckgefälle  $f_{s0}$  einer im Porenraum eines Bodens zum Stillstand gekommenen Suspension kann experimentell mit Hilfe des in Abb. 3.16 dargestellten Modellversuchs bestimmt werden (MÜLLER-KIRCHENBAUER 1968 und 1972, DIN 4126).



**Abb. 3.16 Modellversuch zur Bestimmung des Druckgefälles  $f_s$  (DIN 4126)**

Das Versuchsgerät sowie die Versuchsdurchführung werden im folgenden in Anlehnung an die DIN 4126 beschrieben:

#### 1. Gerät

Das Gerät besteht aus zwei miteinander verbundenen Plexiglaszylindern (1, 2) unterschiedlichen Durchmessers, die über einen Schlauch mit einem Überlaufgefäß kommunizieren. Die zylindrischen Teströhren sind an einem Stativ befestigt. Der obere Plexiglaszylinder wird mit Suspension, der untere mit einem genormten oder projektspezifisch gewählten Korngerüst gefüllt. Das Eindringen der durch einen Quirl bewegten Suspension in den Porenraum des Korngerüsts wird bis zum Stillstand beobachtet. Es werden  $h_1$ ,  $s$  und  $h_2$  gemessen (Abb. 3.16).

Für Vergleichsversuche mit verschiedenen stützenden Flüssigkeiten wird zweckmäßig ein einheitlicher Versuchsboden verwendet. Nach DIN 4126 ist dafür ein rundkörniger Kies der Kornwichte  $\gamma_{s0} = 26 \text{ kN/m}^3$  bis  $\gamma_{s0} = 27 \text{ kN/m}^3$  vorgesehen, der zu 10 % aus der Korngruppe 5/6,3 mm und zu 90 % aus der Korngruppe 6,3/8 mm (Siebe nach DIN 4187, Teil 2) zusammengesetzt wird. Die maßgebende Korngröße des Versuchsbodens beträgt also  $d_{10} = 6,3 \text{ mm}$ .

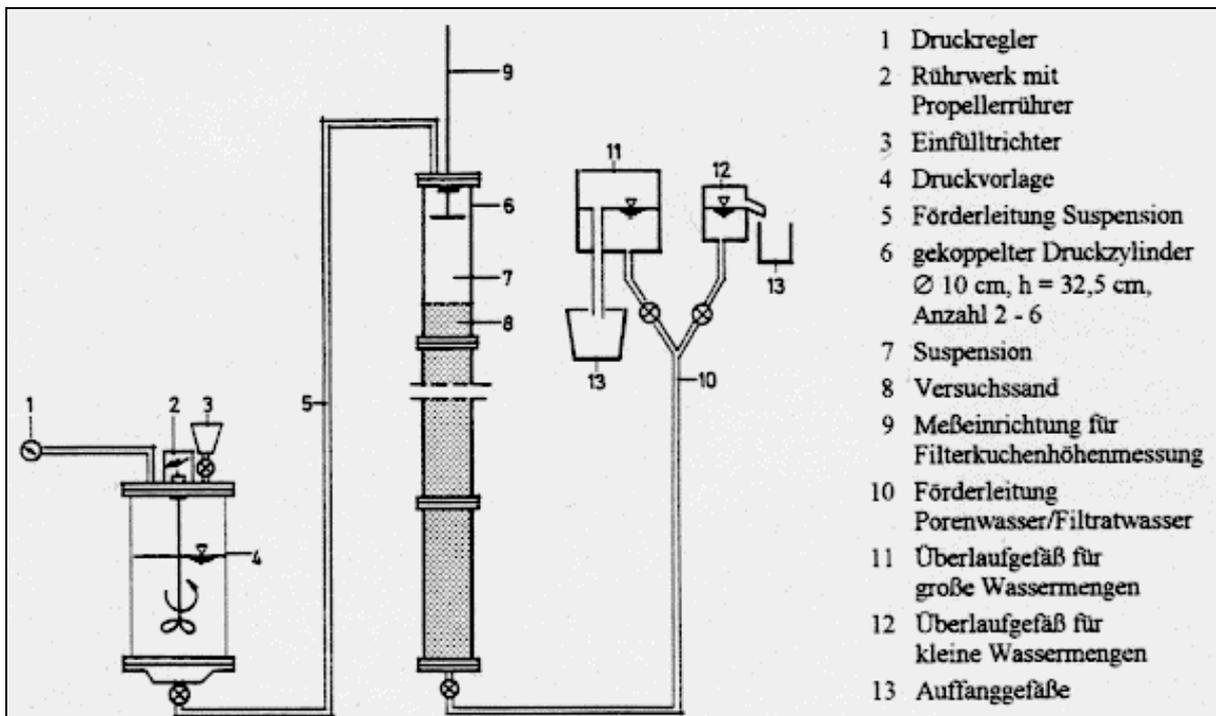
## 2. Versuchsdurchführung (die Ziffern in Klammern beziehen sich auf Abb. 3.16)

- Füllen des Zylinders (2) mit Wasser bis etwa zur halben Höhe. Gleichzeitig Füllen des Verbindungsschlauchs zum Überlaufgefäß (3).  
Das Überlaufgefäß (3) befindet sich zunächst in Höhe des Übergangs vom Zylinder (1) zum Zylinder (2), Marke (5).
- Der Versuchsboden wird in das Wasser im Zylinder (2) bis zur Marke (5) eingeschüttet und entweder durch 10 Schläge oder nach projektspezifischen Kriterien mit einer Schlaggabel in Anlehnung an DIN 18126 gegen den Ring (6) verdichtet. Die Gabelstangen haben gegenüber DIN 18126 einen veränderten Abstand von 25 cm.  
Es ist darauf zu achten, daß sich nach dem Verdichten sowohl die Boden- als auch die Wasseroberfläche in Höhe der Marke (5) befinden. Der Wasserspiegel wird durch Betätigen des Ventils (4) und durch Höhenverstellung des Überlaufgefäßes (3) auf die Oberkante der Bodensäule eingestellt, danach wird das Ventil (4) geschlossen.
- Aufsetzen eines Lochbleches auf die Bodenoberfläche (5) im Testrohr. Durch dieses Lochblech wird verhindert, daß der Boden beim Einfüllen der Suspension aufgespült wird.
- Einfüllen der Suspension.
- Aufsetzen des Quirls (7)  
Flügeldurchmesser: 80 mm  
Höhenanordnung des Flügels: 100 mm über Bodenoberfläche, Marke (5)  
Drehzahl zwischen: 100 und 200  $\text{min}^{-1}$ .
- Gegebenenfalls Absenken des Überlaufgefäßes (3).
- Öffnen des Ventils (4), wodurch die Suspension in den Boden strömt. Die Bewegung der Suspension tendiert zum Stillstand, was sich an der geringer werdenden Überlaufmenge am Überlaufgefäß zeigt. Sie ist abgeschlossen, wenn kein Wasser mehr überläuft.  
Es sind zu messen
  - Höhendifferenz  $h_1$  zwischen Bodenoberkante und oberem Suspensionsspiegel,
  - Eindringstrecke  $s$  der Flüssigkeit in den Boden nach Abschluß der Bewegung,
  - Höhendifferenz  $h_2$  zwischen Wasserspiegel im Überlaufgefäß (3) und der Eindringgrenze (8). Sie ist negativ, wenn das Überlaufniveau des Überlaufgefäßes (3) oberhalb der Eindringgrenze (8) liegt.
- Das Druckgefälle  $f_{s0}$  ergibt sich zu

$$f_{s0} = \frac{(h_1 + s) \cdot \gamma_F + h_2 \cdot \gamma_w}{s} \quad (3.9)$$

Das Druckgefälle kann auch zur Abschätzung der penetrationsbedingten Suspensionsverluste herangezogen werden (Abschnitt 2.3.4.3).

Der aus Filtrationsvorgängen entstehende Anteil am Gesamtsuspensionsverlust kann dagegen mit einer gegenüber der Filterpresse nach DIN 4127 (Abschnitt 3.4.5.4) modifizierten Versuchsanlage untersucht werden. Diese in Abb. 3.17 dargestellte Versuchsanlage für sogenannte Filtrationsversuche ermöglicht die experimentelle Erfassung der zeitlichen Filterkuchenentwicklung in Abhängigkeit projektspezifischer Randbedingungen wie Bodenart, Druckhöhe, aushubbedingtem Sandgehalt in der Suspension, Energieeintrag durch Greiferspiele beziehungsweise Fräseinsatz, Suspensionsalter etc.. Bei diesem Versuch wird die zeitliche Entwicklung der ausgepreßten Filtratwassermenge gemessen, die beim Schlitzwandaushub unter gleichen Bedingungen als ein Teil des sogenannten Suspensionsverlustes anfallen kann. Für penetrable Sande kann der dem Penetrationsvorgang anschließende Filtrationsmechanismus durch Kopplung einer entsprechenden Anzahl von Versuchszylindern, deren Länge mindestens der Penetrationslänge entspricht, erfaßt werden.



**Abb. 3.17: Versuchsanlage zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Filtratwasserabgabe und des Filterkuchenwachstums**

Außer zur Abschätzung des filtrationsbedingten Anteils am Gesamtsuspensionsverlust können mit den Ergebnissen des Filtrationsversuchs Aussagen zur Dichtwandintegrität getroffen werden. Hierfür dienen zum einen Messungen zur zeitlichen Entwicklung des Filterkuchenwachstums und zum anderen weiterführende Untersuchungen an Filterkuchenprobekörpern, die nach Abschluß des Filtrationsversuchs aus dem Versuchszylinder entnommen werden können. Diese weiterführenden Untersuchungen beziehen sich im wesentlichen auf Veränderungen des mechanischen, hydraulischen und chemischen Verhaltens von Filterkuchenproben im Vergleich zu den nichtfiltrierten Dichtmassenproben. Insbesondere sind die Filterkuchenzonen am Übergang zum Filtersand, wo der filtrationsbedingte Wasserverlust am größten ist, näher zu untersuchen, da die zeitliche Entwicklung der mechanischen und der hydraulischen Eigenschaften einer Zementsuspension sowie einer abbindenden Dichtmasse wesentlich vom Mengenverhältnis Wasser zu Zement, dem sogenannten Wasserzementwert  $W/Z$ , beeinflusst wird. In der Betontechnologie wird im allgemeinen ein  $W/Z$ -Wert von ungefähr 0,4 als Min-

destwert für die vollkommene Hydratation des Zementes angesehen (KRENKLER 1980). Bentonit-(Füller-)Zementsuspension haben üblicherweise einen rechnerischen W/Z-Wert von etwa 4 - 6, der sich allerdings aufgrund des Wasserbindevermögens des Bentonits oder zusätzlicher hydraulisch aktiver Füllstoffe bis auf ca.  $W/Z = 1,0$  reduzieren kann (HEITFELD 1989, GEIL 1989). Ursache hierfür ist, daß die hydraulischen Bindemittel zum einen der Mischung im allgemeinen erst nach teilweiser oder vollständiger Quellung der Tonminerale zugegeben werden und zum anderen, speziell bei den hochfeststoffreichen Massen, durch die Zugabe von chemischen Additiven zeitlich in ihrer hydraulischen Reaktion retardiert werden. Der reduzierte W/Z-Wert wird nun durch den Filtrationsprozeß weiter verkleinert, so daß der in dem Filterkuchen verbleibende Restwassergehalt unter Umständen nicht mehr zur vollen Hydratation der hydraulisch aktiven Feststoffe ausreicht. Experimentell kann der filtrationsbedingte Wasserverlust durch Bestimmung der Wichte  $\gamma$  und des Wassergehalts  $w$  über die Filterkuchenprobenhöhe überprüft und bei der Festlegung von Mischungsrezepturen berücksichtigt werden.

Das zeitliche Filterkuchenwachstum wird beim Greiferbetrieb wesentlich durch den Arbeitstakt und durch die Aufenthaltsdauer des Greifers an der Schlitzsohle beeinflusst. Durch den wirksamen hydrostatischen Überdruck baut sich zwar relativ schnell ein dünner Filterkuchen auf, dessen weiteres Wachstum jedoch im allgemeinen während der Aushubphase durch den Greiferbetrieb permanent gestört wird. Nach Aushubende ist dagegen noch ein relativ langer Filtrationsprozeß möglich. Bei relativ schneller und intensiver Filterkuchenbildung und gleichzeitiger relativ lang anhaltender Greifertätigkeit an der Schlitzsohle - verursacht z. B. durch Greiferhindernisse oder durch die Pseudoverfestigung von Feinsanden (Abschnitt 2.3.1) - besteht die Gefahr, daß sich der Greifer beim Ziehen festsetzt. In extremen Fällen kann dies zum Greiferverlust führen mit den entsprechenden Kosten für den Greiferersatz sowie für die Sanierung der Wand, deren Trasse in diesem Bereich in der Regel umgeleitet werden muß. Die Gefahr, daß der Schlitz oberhalb der momentanen Aushubzone zuwächst, besteht allerdings noch stärker bei der kontinuierlich arbeitenden Schlitzwandfräse, die erst nach Erreichen der Endtiefe wieder gezogen wird.

Mit Hilfe der in Abb. 3.17 dargestellten kleinmaßstäblichen Laborversuche kann durch eine Abfolge von Einzelversuchen auch die Gefahr von Brückenbildungen (Abschnitt 2.3.4.6) abgeschätzt werden, indem als Filtermaterial jeweils die Kornfraktion jeder Bodenschicht eingebaut und der den Filtrationsprozeß auslösende hydrostatische Druck entsprechend der Höhenlage der einzelnen Bodenschicht eingestellt wird (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1994). Des weiteren kann über die Messung der zeitlichen Filterkuchenentwicklung die Größenordnung für maximal mögliche Greiferarbeitszeiten beziehungsweise Fräszeiten an der Schlitzsohle abgeschätzt werden, um die Gefahr eines möglichen Geräteverlustes infolge Festsetzens im Filterkuchen zu verhindern.

## 3.6 Standsicherheitsnachweise für Schlitzwände

### 3.6.1 Standsicherheitsnachweise für den flüssigkeitsgefüllten Schlitz

#### 3.6.1.1 Allgemeines

Während der Dichtwandherstellung werden die angeschnittenen Grabenwände durch die Suspension gestützt. Gemäß DIN 4126, Abschnitt 9, sind für den mit stützender Flüssigkeit gefüllten Schlitz ausreichende Sicherheiten nachzuweisen gegen:

- den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz,
- das Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen (sogenannte innere Standsicherheit des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes),
- die Ausbildung von den Schlitz gefährdenden Gleitflächen im Boden (sogenannte äußere Standsicherheit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes und
- das Unterschreiten des statisch erforderlichen Flüssigkeitsspiegels.

Für die einzelnen Standsicherheitsnachweise werden jeweils verschiedene Angaben zum Untergrundaufbau, zu den Grundwasserverhältnissen, zu Geländeaufasten sowie zu spezifischen Boden- und Suspensionskennwerten benötigt. Eine Zusammenstellung der prinzipiell erforderlichen Angaben enthält die nachfolgende Tabelle 3.3.

Für die Standsicherheitsnachweise kann der Suspensionsdruck an den Grabenwänden ab einer Mindestbreite der Wand von 40 cm genügend genau als hydrostatisch wirksam angenommen werden. Bei Wandbreiten kleiner als 40 cm sind dagegen gemäß DIN 4126 so große Abweichungen vom hydrostatischen Druck möglich, daß zusätzliche Überlegungen notwendig werden können. Ursache für die möglichen Abweichungen sind die Schubspannungen, die in Abhängigkeit von den Fließbewegungen der stützenden Flüssigkeit an den Wandungen des Schlitzes wirken.

#### 3.6.1.2 Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz

Die Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz gilt gemäß DIN 4126 als erfüllt, wenn rechnerisch nachgewiesen wird, daß der Druck der stützenden Flüssigkeit an jeder beliebigen Stelle größer ist als der 1,05-fache Druck des Grundwassers. Der Standsicherheitsnachweis gegen den Zutritt von Grundwasser in den flüssigkeitsgefüllten Schlitz setzt somit auf jeden Fall voraus, daß der Suspensionsspiegel immer ausreichend höher liegt als der Grundwasserspiegel. Rechnerisch läßt sich der Sicherheitsnachweis mit der folgenden Gleichung (3.10) führen:

$$\eta = \frac{\gamma_F \cdot h_F}{\gamma_w \cdot h_w} \geq 1,05 \quad (3.10)$$

mit:  $h_F, h_w$  Druckhöhe der stützenden Flüssigkeit beziehungsweise des Grundwassers an der betrachteten Stelle  
 $\gamma_F, \gamma_w$  Wichte der Suspension beziehungsweise des Wassers.

Eingangsparameter für Standsicherheitsnachweise des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes		Anwendung für Nachweis			
		a*	b*	c*	d*
Lamelle	Länge			x	x
	Breite				x
	Tiefe	x		x	(x)
	Leitwandtiefe			x	
	Leitwandausführung			x	
Baugrund	stratigraphische Gliederung		x	x	x
	Grundwasserstand	x		x	x
	Schichtenwasser/gespanntes, artesisches Wasser	x		(x)	x
	Grundwasserströmung	x		(x)	(x)
Bodenmaterial (der durchörterten Schichten)	Wichte/Wichte unter Auftrieb		x	x	
	Wirksamer Korndurchmesser $d_{10}$		x	x	x
	Kornwichte		x		
	Porenanteil		x		x
	Reibungswinkel		x	x	
Suspension	Kohäsion			x	
	rechnerisch maßgebender Suspensionspiegel	x			x
	Wichte	x	x	x	x
	Fließgrenze		x	x	x
	Filtratwasserabgabe			(x)	(x)
Belastung	Druckgefälle				
	Gebäudelasten, andere ständige Lasten			x	
	Verkehrslasten			x	
	Nutzlasten aus Baugeräten			x	

\* (Abschnitt 3.6.1.1)

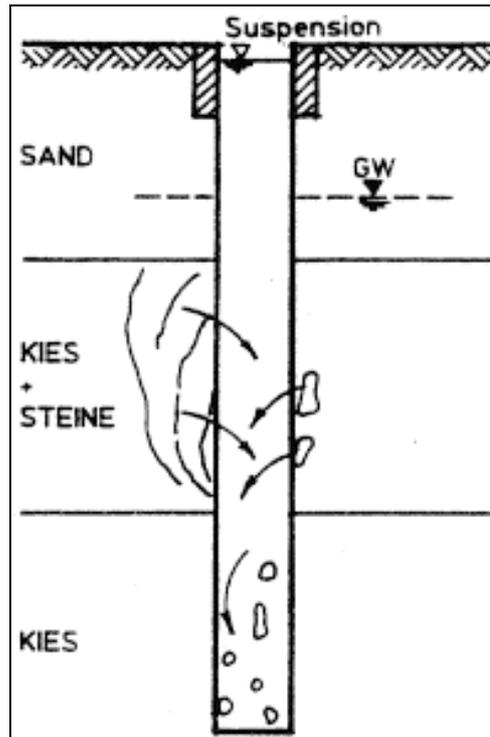
**Tabelle 3.3 Zusammenstellung der Eingangsparameter für Standsicherheitsnachweise des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes**

Der Suspensionsdruck kann gemäß Abschnitt 3.6.1.1 bei Wandbreiten über 40 cm hydrostatisch angenommen werden. Bei ruhendem Grundwasser mit einem freien Spiegel wird für den Nachweis somit die Endteufe der Dichtwand maßgebend.

Bei gespanntem oder artesischem Grundwasser sind dagegen unter Umständen zusätzliche Nachweise für die maßgebenden Tiefen erforderlich. Wird die Schlitzwand im fließenden Grundwasser errichtet und muß während der Standzeit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes mit einem Aufstau des Grundwasserspiegels an der Dichtwand gerechnet werden, so ist die rechnerische Druckhöhe des Grundwassers entsprechend zu erhöhen. Gegebenenfalls müssen zur Reduktion des Wasserdrucks Entspannungsbrunnen angeordnet werden, da es sonst zu Wassereintritten in die Suspension, eventuell auch zu Quelltrichterbildungen an der Suspensionsoberfläche mit entsprechend nachteiligen Auswirkungen auf die abdichtungstechnischen Eigenschaften kommen kann (Abschnitt 2.3.6.3).

### 3.6.1.3 Sicherheit gegen das Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen

Die Stabilität des suspensionsgefüllten Schlitzes kann dadurch gefährdet sein, daß sich Einzelkörner oder Korngruppen aus der Grabenwand lösen und fortschreitend in den Schlitz absinken (Abb. 3.18). Der Nachweis einer ausreichenden sogenannten inneren Standsicherheit gegen diesen Versagensfall führt auf die Forderung einer bestimmten Fließgrenze  $\tau_{0F}$  (Scher-spannung) der Suspension.



**Abb. 3.18 Progressives Ausfallen von Einzelkörnern aus der Grabenwand bei nicht ausreichender innerer Standsicherheit**

Auf der Grundlage der Berechnungsansätze von MÜLLER-KIRCHENBAUER (1977) kann von einer zweifachen Sicherheit gegen das Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen ("innere Standsicherheit") ausgegangen werden, wenn die Fließgrenze  $\tau_{0F}$  der Suspension die folgende Bedingung der DIN 4126 erfüllt:

$$\tau_F \geq \frac{d_{10} \cdot \gamma''}{\tan \alpha \varphi'} \quad (3.11)$$

- mit:
- $d_{10}$  maßgebende Korngröße, die in der Körnungslinie der betrachteten Schicht einem Massenanteil von 10 % entspricht
  - $\alpha \varphi'$  Rechenwert des inneren Reibungswinkels für die betrachtete Schicht
  - $\gamma''$  Wichte des Bodens unter dem Auftrieb der stützenden Flüssigkeit.

Entsprechend der DIN 4127 bedeutet der Wert  $\tau_{oF}$  die Fließgrenze der Suspension nach einer Verfestigungszeit von 1 Minute bei einer Temperatur von 20 °C (Abschnitt 3.4.5.2).

Die Wichte  $\gamma''$  läßt sich mit der Kornwichte  $\gamma_s$  und dem Porenanteil  $n$  des Bodens sowie der Wichte  $\gamma_F$  der stützenden Flüssigkeit aus  $\gamma'' = (1 - n) (\gamma_s - \gamma_F)$  berechnen.

Der rechnerische Standsicherheitsnachweis zeigt, daß die zur Arretierung des Einzelkorns erforderliche Fließgrenze im wesentlichen von der maßgebenden Korngröße  $d_{10}$  des Bodens abhängt. Anhaltswerte für Mindestfließgrenzen  $\tau_{oF}$  in Abhängigkeit von der Bodenart enthält die folgende Tabelle 3.4. Bei Sicherungsmaßnahmen an Altlasten ist eine mögliche Abnahme der Fließgrenze durch Einarbeitung von kontaminiertem Boden und durch Einwirkung von Sickerwasser oder organischem Boden entsprechend zu berücksichtigen (Abschnitt 3.4.2).

$d_{10}$ in mm	min $\tau_F$ in N/m <sup>2</sup> während der Aushubarbeiten	Bodenart
≤ 0,6	10	Mittelsand
≤ 2	30	Kies mit mindestens 10 % Sand
≤ 5	70	Kies mit weniger als 10 % Sand, aber mit mindestens 15 % Feinkies

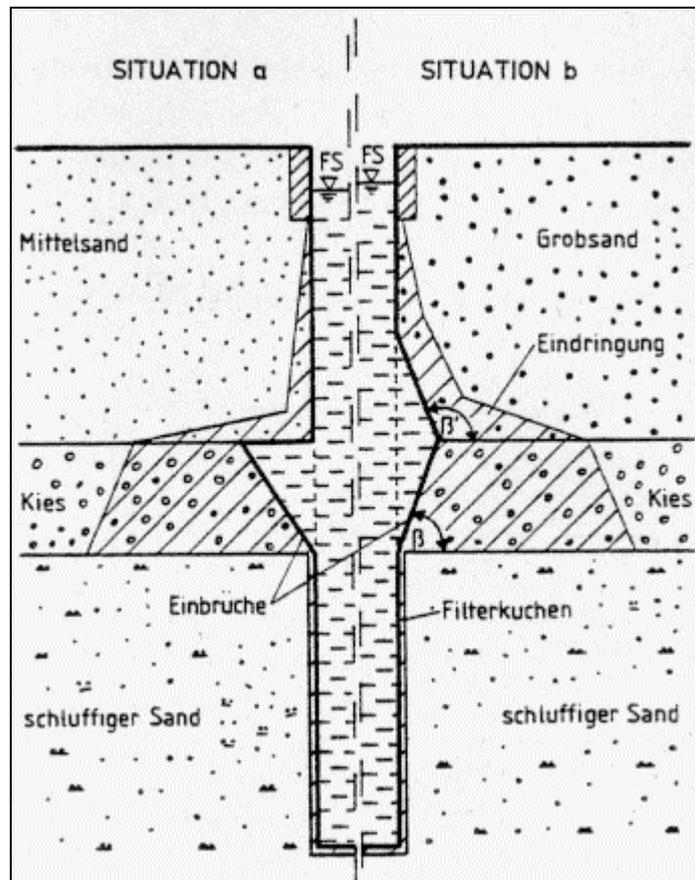
**Tabelle 3.4 Mindestfließgrenzen  $\tau_{oF}$  in Abhängigkeit von der Bodenart (DIN 4126)**

Bei einem geschichteten Baugrund ist für die innere Standsicherheit allgemein die Bodenschicht mit dem größten maßgebenden Korndurchmesser  $d_{10}$  maßgebend. Gemäß DIN 4126 sind z. B. Kies- und Steinschichten mit einem Korndurchmesser  $d_{10}$  über 5 mm nur dann standsicher, wenn eine Fließgrenze  $\tau_{oF}$  über 70 N/m<sup>2</sup> vorhanden ist oder Sondermaßnahmen durchgeführt werden, wie z. B. Injektionen in der maßgebenden Schicht vor den Aushubarbeiten oder Zugaben von Sand oder Zement während der Aushubarbeiten. Dabei ist bei Sicherungsmaßnahmen an Altlasten sicherzustellen, daß die abdichtungstechnischen Eigenschaften der Dichtmasse beziehungsweise der fertiggestellten Dichtwand durch die Sondermaßnahmen nicht nachteilig beeinflusst werden. Schichten mit einer geringeren Mächtigkeit als 0,5 m dürfen gemäß DIN 4126 von vornherein unberücksichtigt bleiben, wenn darüber eine mindestens dreifach mächtigere Schicht mit ausreichender Sicherheit vorhanden ist, da Abgleitvorgänge in so geringem Ausmaß den mit stützender Flüssigkeit gefüllten Schlitz nicht gefährden.

Falls die Fließgrenze zur Stabilisierung des Einzelkorns nicht ausreicht und keine Sondermaßnahmen getroffen werden, ist in dem Bereich der gefährdeten Bodenschicht mit lokalen Bodeneinbrüchen zu rechnen (Abb. 3.19). Das Auslösen von Bodenpartikeln aus der Grabenwand ist in diesem Fall erst beendet, wenn sich innerhalb der gefährdeten Schicht eine stabile

Böschungsneigung  $\beta$  eingestellt hat. Der Winkel  $\beta$  läßt sich unter Berücksichtigung der nach DIN 4126 zugrunde gelegten zweifachen Sicherheit nach MÜLLER-KIRCHENBAUER (1977) in Abhängigkeit der maßgebenden Korngröße  $d_{10}$  und dem inneren Reibungswinkel  $\phi'$  der betrachteten Schicht sowie der Fließgrenze  $\tau_{oF}$  der Suspension berechnen nach:

$$\beta = \text{cal } \phi' + \text{arc sin} \left[ \tau_{oF} \cdot \sin \text{cal } \phi' / (d_{10} \cdot \gamma^s) \right] \quad (3.12)$$



**Abb. 3.19 Mögliche Ausbildung unterirdischer Einbrüche in einer grobkörnigen Schicht mit verminderter innerer Standsicherheit (KILCHERT & KARSTEDT 1984)**

Wegen der lokal möglichen Einbrüche innerhalb von grobkörnigen Schichten muß nicht notwendigerweise auch die Gesamtstandsicherheit des Schlitzes gefährdet sein. Voraussetzung für eine ausreichende Gesamtstandsicherheit ist, daß sich einerseits oberhalb der ausgefallenen groben Bodenschicht eine stabile überhängende Böschung wie in der Abb. 3.19 ausbildet, die nicht bis an die Geländeoberfläche reicht, und daß andererseits der über dem unterirdischen Einbruch liegende Bodenbereich auf der maßgeblichen Gleitfläche noch das Kriterium der äußeren Sicherheit erfüllt (Abschnitt 3.6.1.4, äußere Standsicherheit).

Eine im Hinblick auf die innere Standsicherheit stabile überhängende Böschung oberhalb des abgerutschten Bodenkörpers läßt sich allgemein mit zweifacher Sicherheit nachweisen, wenn für die untersuchte Böschungsneigung  $\beta$  nachgewiesen werden kann (MÜLLER-KIRCHENBAUER 1977):

$$\tau_F \geq d_{10} \cdot \gamma' \cdot \sin(\beta - \alpha) / \sin \alpha \quad (3.13)$$

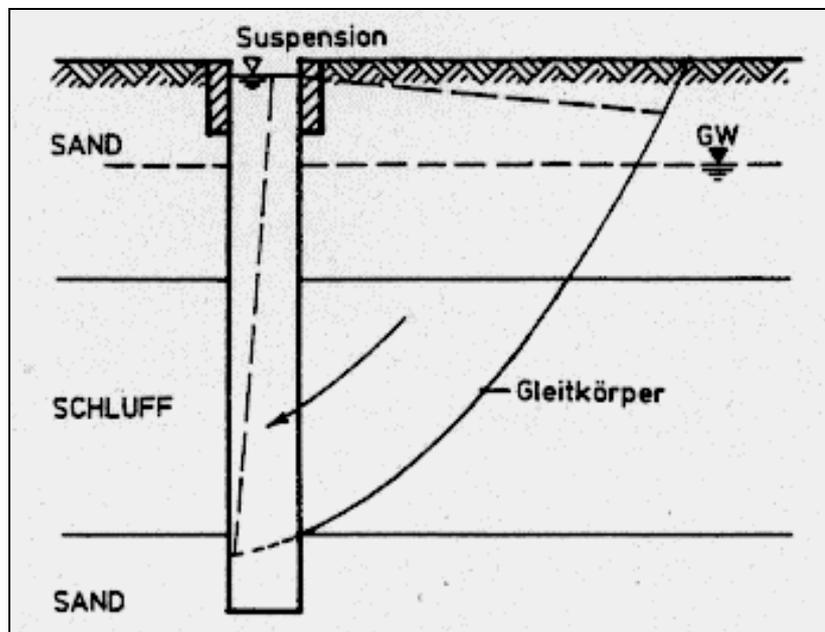
Entsprechend D 4126 kann der Nachweis der Standsicherheit auch erbracht werden durch

- Herstellen eines Versuchsschlitzes in einem für die Bauarbeiten repräsentativen Bereich; der für die Standsicherheit notwendige Wert der Fließgrenze ergibt sich aus der beim erfolgreichen Versuch vorhandenen Fließgrenze durch Multiplikation mit dem Sicherheitsbeiwert 1,5,
- positive Erfahrungen an mindestens 20 Schlitzwandelementen in gleichartigen oder ungünstigeren Böden. In diesem Fall ist die Arbeitsweise (einschließlich der Eigenschaften der stützenden Flüssigkeit) unverändert zu übernehmen.

### 3.6.1.4 Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden

ein oder bildet auf der Grabenwand einen Filterkuchen (Abschnitt 2.3.4.4). Gegen diese Eindringungszone beziehungsweise den davor entstandenen Filterkuchen drückt die Suspension und stützt den benachbarten Erdkörper ab. Durch diese Stützwirkung ist bei einer richtigen

dagegen nicht aus, bricht ein im wesentlichen monolithischer Erdkörper auf einer mehr oder weniger gekrümmten Gleitfläche in den ausgehobenen Graben hinein und drückt diesen zu



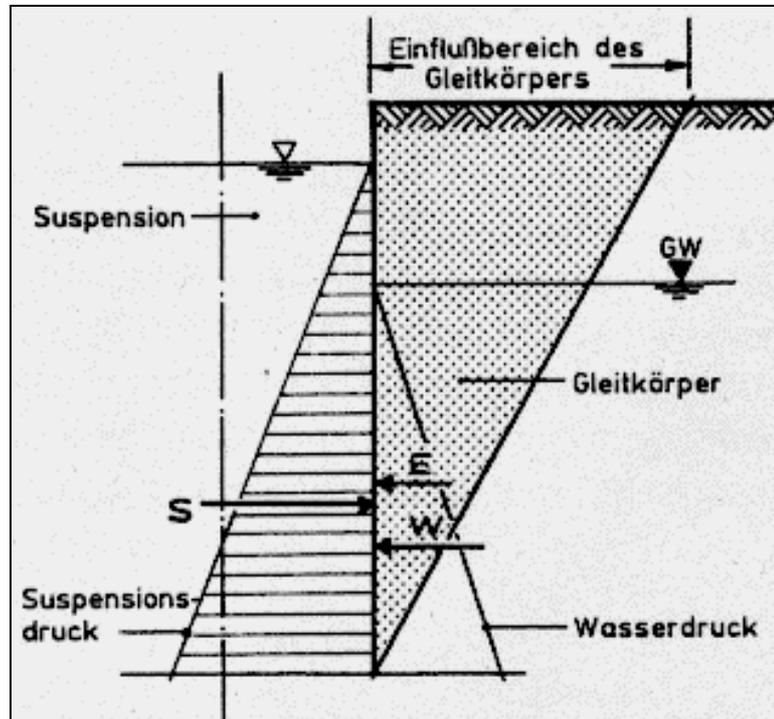
u-

Die äußere Standsicherheit wird außer von der Wichte und der Fließgrenze der Suspension wesentlich von den Boden- und Grundwasserhältnissen im Bereich der Dichtwandtrasse

n-

flußt. Nach DIN 4126 läßt sich die Sicherheit  $\eta_{\text{K}}$  anschaulich aus dem Verhältnis der um die Druckkraft  $W$  des Grundwassers verminderten Suspensionsstützkraft  $S$  zur Erddruckkraft  $E$  nachweisen (Abb. 3.21):

$$\eta_{\text{K}} = \frac{S - W}{E} \quad (3.14)$$



**Abb. 3.21** Schematische Darstellung des Kräfteansatzes zum äußeren Standsicherheitsnachweis

Die rechnerisch erforderliche Sicherheit beträgt allgemein  $\eta_{\text{K}} = 1,1$ . Sofern sich jedoch neben der Schlitzwand bauliche Anlagen innerhalb eines Abstandes befinden, der 70 % der Lamellenlänge entspricht (sogenannter kritischer Bereich gemäß DIN 4126), ist eine Sicherheit von  $\eta_{\text{K}} = 1,3$  nachzuweisen.

Während die Wasserdruckkraft  $W$  sich allgemein unmittelbar aus der hydrostatischen Druckverteilung ergibt, darf bei der Ermittlung der Stützkraft  $S$  nur der Anteil  $A_S$  der hydrostatischen Druckverteilung angesetzt werden, der gemäß Abb. 3.22 für die Stützung des ungünstigsten Gleitkörpers verfügbar bleibt. Statt der gegebenenfalls erforderlichen Abminderung der Stützkraft  $S$  kann auch eine Erhöhung der oben genannten Sicherheitsbeiwerte vorgenommen werden, und zwar in Abhängigkeit vom Druckgefälle  $f_{s0}$  (Abschnitt 3.5.3)

- um 0,2, wenn überall  $100 \text{ kN/m}^3 \leq f_{s0} \leq 200 \text{ kN/m}^3$  ist,
- um 0,3, wenn überall  $50 \text{ kN/m}^3 \leq f_{s0} < 100 \text{ kN/m}^3$  ist und
- um 0,5, wenn  $f_{s0} < 50 \text{ kN/m}^3$  ist.

Im Bereich der Leitwände darf statt der Druckkraft  $S$  der stützenden Flüssigkeit die Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und ständiger gleichmäßig verteilter Auflast bis zur Höhe des Erdrü-





### 3.6.1.5 Sicherheit gegen das Unterschreiten des statisch erforderlichen Flüssigkeitsspiegels

Ein Absinken des Suspensionsspiegels führt zu einer Reduktion der Stützkraft  $S$  und wirkt sich somit unmittelbar auf die äußere Standsicherheit des Schlitzwandgrabens (Abschnitt 3.6.1.4) aus. Deshalb ist nach DIN 4126 der Verlust an stützender Flüssigkeit, der beim Anschneiden von Hohlräumen oder beim Anschneiden einer groben Bodenschicht entsteht, abzuschätzen. Auf der Grundlage der rechnerischen Abschätzung ist sicherzustellen, daß der statisch erforderliche Flüssigkeitsspiegel durch diesen Verlust nicht unterschritten wird. Zur Verminderung eines plötzlichen Flüssigkeitsverlustes infolge unerwarteten Anschneidens von oberflächennahen Hohlräumen sollte die Leitwandunterkante nach Möglichkeit bis unter die Ebene von kommunalen Versorgungsleitungen hinabgeführt werden.

Notwendige Kenntnisse und Maßnahmen zur Sicherstellung des statisch erforderlichen Flüssigkeitsspiegels auf der Baustelle sind (KILCHERT & KARSTEDT 1984):

- die Kenntnis der Lage vorhandener Hohlräume, Rohrleitungen, Kanäle und grobporiger Bodenschichten,
- die ständige Überwachung des Flüssigkeitsspiegels,
- der Ausgleich des Aushubvolumens und des Flüssigkeitsverlustes durch ständiges Zuleiten von Suspension in den Erdschlitz und
- das Vorhalten einer ausreichenden Suspensionsreserve und gegebenenfalls von Beton oder anderen abdichtenden Stoffen für den Fall von unerwarteten Suspensionsverlusten.

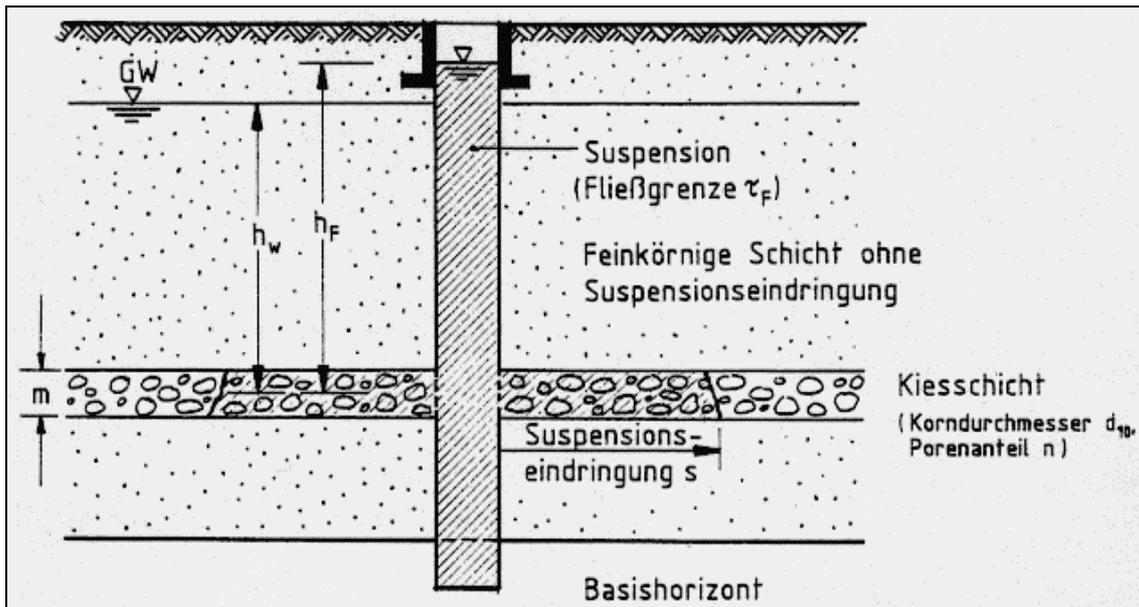
Der Flüssigkeitsverlust, der z. B. nach dem Anschneiden einer vergleichsweise dünnen Kies- oder Steinlage mit der Mächtigkeit  $m$  eintreten kann, läßt sich rechnerisch im ebenen Fall einer unendlich langen Wand abschätzen zu (Abb. 3.25):

$$V_F = (h_F \cdot \gamma_F - h_w \cdot \gamma_w) \cdot d_{10} \cdot m \cdot n / \tau_F \quad \text{je } m \text{ Schlitzlänge.} \quad (3.15)$$

Zur Abschätzung genügt es meist, von einem geschätzten Porenanteil  $n = 0,25$  auszugehen.

Für die vorstehende Gleichung (3.15) wurde davon ausgegangen, daß der Suspensionsspiegel durch entsprechend rasches Nachfüllen konstant auf der Ausgangshöhe  $h_F$  gehalten werden kann. Sofern beim Anschneiden der Kies- oder Steinlage der Suspensionsnachschub von der Aufbereitungsanlage unterbrochen ist, dringt so lange Suspension in die Porenmatrix der Grobschicht ein, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat. Der Spiegelsenk der Stützflüssigkeit läßt sich für diesen Fall unter sonst gleichen Bedingungen rechnerisch abschätzen zu:

$$h = \frac{(h_F \cdot \gamma_F - h_w \cdot \gamma_w) \cdot d_{10} \cdot m \cdot n}{\tau_F \cdot b + \gamma_F \cdot d_{10} \cdot m \cdot n} \quad \text{je } m \text{ Schlitzlänge.} \quad (3.16)$$



**Abb. 3.25 Eindringung der Suspension beim Anschneiden einer grobkörnigen Bodenschicht**

Bei dem erwarteten Anschnitt von Hohlräumen oder Kies- und Steinlagen ist es sinnvoll, den Leitwandgraben unmittelbar neben dem in Arbeit befindlichen Schlitz als zusätzliches Flüssigkeitsreservoir zu nutzen. Dadurch wirken sich plötzliche Flüssigkeitsverluste auf einen größeren Suspensionsvorrat aus, so daß der Spiegel in diesem Fall entsprechend weniger stark absinkt.

Auch nach Abschluß der Aushubarbeiten kann es noch zu Penetrations- und Filtrationsvorgängen (Abschnitte 2.3.4.3 und 2.3.4.4) kommen. Die daraus resultierenden Absenkungen des Suspensionsspiegels können ein erhebliches Ausmaß annehmen, so daß unter Umständen auch noch an der fertiggestellten Lamelle eine ständige Kontrolle und ein Ausgleich von Suspensionsverlusten bis zum Abbinden der Dichtmasse erforderlich werden können.

## 3.6.2 Standsicherheit der abgebundenen Wand

### 3.6.2.1 Allgemeines

Nach DIN 4126 sind für abgebundene tragende Schlitzwände Standsicherheitsnachweise nach den anerkannten Regeln der Technik zu führen. Da Dichtwände nach der Herstellung jedoch allgemein nur durch ihr Eigengewicht sowie durch den beidseitig wirkenden Erddruck belastet sind, kann auf Standsicherheitsnachweise der abgebundenen Dichtwand üblicherweise verzichtet werden. Sobald eine Dichtwand jedoch zusätzlich belastet wird, sind gesonderte Spannungs-Verformungs-Untersuchungen erforderlich. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn (Abb. 3.26)

- das Gelände im Bereich der Dichtwand, z. B. durch eine Bodenauffüllung, seitlich oder zentrisch zusätzlich belastet wird,
- seitlich neben der Dichtwand eine Auskoffnung vorgenommen wird oder
- eine hohe Wasserdruckkraft die Dichtwand belastet.

Die genannten Fälle können eine Dichtwand sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung in einem Maße belasten, das weit über die übliche Beanspruchung von reinen Dichtwänden hinausgeht.

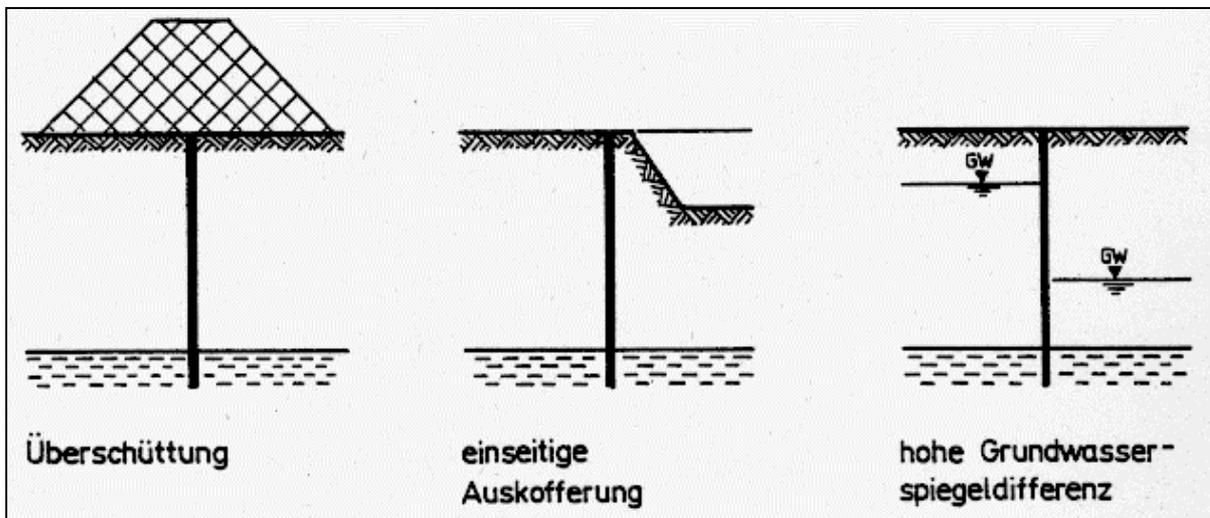


Abb. 3.26 Dichtwände unter Zusatzbelastungen

Die Ermittlung der Dichtwandbeanspruchung infolge der genannten Belastungsfälle ist wegen der wechselseitigen Beeinflussung von Spannungs- und Verformungszuständen allgemein vergleichsweise komplex und weder durch genormte Nachweise noch durch unmittelbar anwendbare Berechnungsverfahren erfaßt. Deshalb wird in dem folgenden Abschnitt im Sinne einer exemplarischen Darstellung näher auf den Fall einer großflächig überschütteten Dichtwand eingegangen. Mit dazu vergleichbaren Überlegungen und mit den bekannten Gleichungen zur Spannungsausbreitung im elastisch-isotropem Halbraum können auch die anderen Belastungsfälle auf der Grundlage von bodenmechanisch-erdstatischen Berechnungsansätzen theoretisch behandelt werden. Generell kommt auch der Einsatz von numerischen Berechnungsverfahren nach der Finite-Element-Methode (FEM) in Frage. Unabhängig von dem gewählten Berechnungsverfahren geben die Berechnungsergebnisse jedoch wegen der naturgemäß erforderlichen statischen und bodenmechanischen Vereinfachungen allgemein nur die Tendenz der Vorgänge richtig wieder und sind - wie auch im Zusammenhang mit anderen vergleichbaren grundbautechnischen Problemstellungen - letztlich hinsichtlich einer Gesamtbeurteilung der untersuchten Situation kritisch zu bewerten.

Weitergehende Nachweise zur Tragfähigkeit einer Dichtwand, die mit Zusatzlasten beaufschlagt wird, sind generell zu führen, es sei denn, daß aufgrund von Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten eine nachteilige Auswirkung auf die Dichtwandintegrität ausgeschlossen werden kann. In Sonderfällen mit einer erwartungsgemäß hohen, bis in die Nähe der Tragfähigkeit reichenden Dichtwandbeanspruchung können die Berechnungsergebnisse auch durch begleitende Felduntersuchungen, z. B. mit Druckmeßdosen, sogenannten Erddruckmeßgebern, kontrolliert werden.

### 3.6.2.2 Dichtwandbeanspruchung durch Geländeauflasten

Als ein Element einer Einkapselungsmaßnahme wird die Dichtwand nach ihrer Fertigstellung allgemein zumindest durch die Oberflächenabdeckung belastet. Im Vergleich dazu können in Einzelfällen jedoch erheblich größeren Geländeauflasten auftreten, wenn z. B. bereits gesicherte Deponien weiterbetrieben oder erweitert werden (Abb. 3.27).

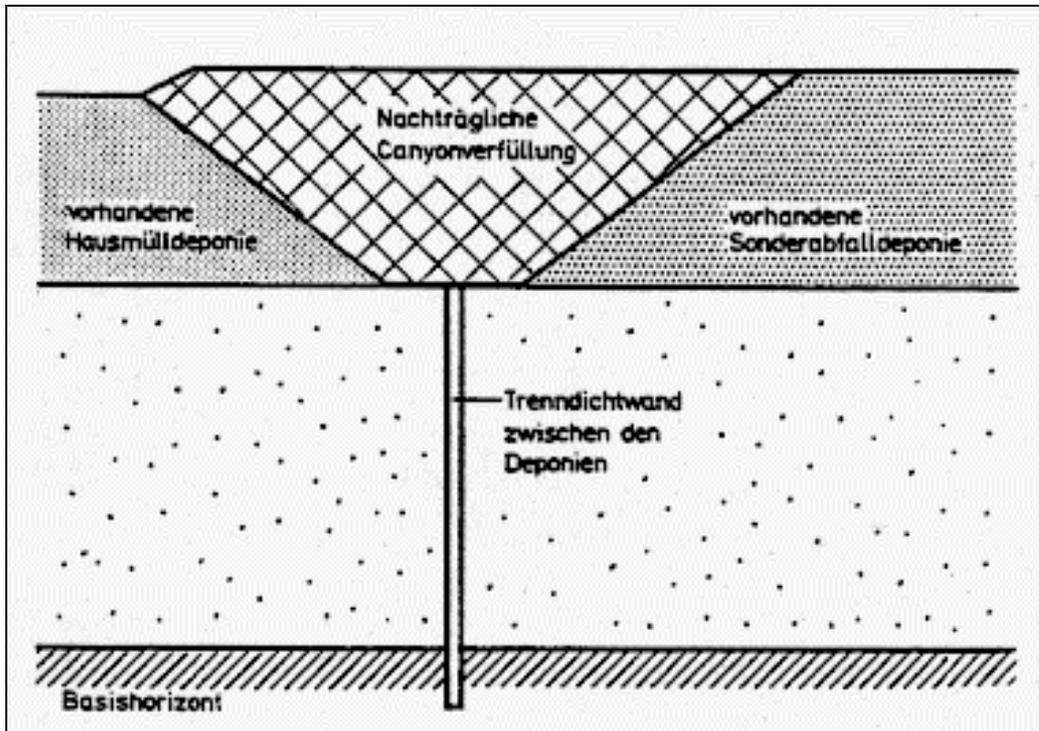


Abb. 3.27 Beispiel für eine Dichtwand mit zusätzlicher Geländeauflast

Die mögliche Zusatzbelastung, die eine Geländeauflast in einer Dichtwand erzeugen kann, soll prinzipiell am symmetrischen Fall einer großflächig überschütteten Dichtwand erläutert werden. Dazu wird in der folgenden Abb. 3.28 ein Standardfall gewählt: Eine Dichtwand steht in einem Untergrund, der einen kleineren Elastizitätsmodul aufweist, also "weicher" ist als die abgebundene Dichtmasse. Aufgrund der vorhandenen Unterschiede zwischen der Boden- und der Wandsteifigkeit wird sich die Geländeoberfläche neben der Dichtwand stärker setzen als der Dichtwandkopf. Die vertikale Relativbewegung erzeugt an den seitlichen Wandflächen Schubspannungen, die im oberen Wandbereich von oben nach unten gerichtet sind und in der Dichtwand zusätzlich zu dem bereits vorhandenen Eigengewicht und zu der am Dichtwandkopf vorhandenen Auflast Druckspannungen verursachen. Die Druckspannungen steigen bis zu einer neutralen Achse an, unterhalb der sich die Dichtwand aufgrund der bis hierhin eingepägten Zusatzbelastung nunmehr umgekehrt stärker setzt als der umgebende Boden. Infolge dieser Umkehr der Relativbewegung wechselt unterhalb der neutralen Achse auch die Richtung der Schubspannungen, die Dichtwand hängt sich nun ihrerseits am Boden auf, und die Dichtwandspannungen gehen bis zum Dichtwandfuß kontinuierlich zurück. In der Fußebene verbleibt im Vergleich zum benachbarten Boden noch ein Spannungsüberschuß (Sohldruck), der am Dichtwandfuß eine größere Setzung als im angrenzenden Baugrund auslöst.

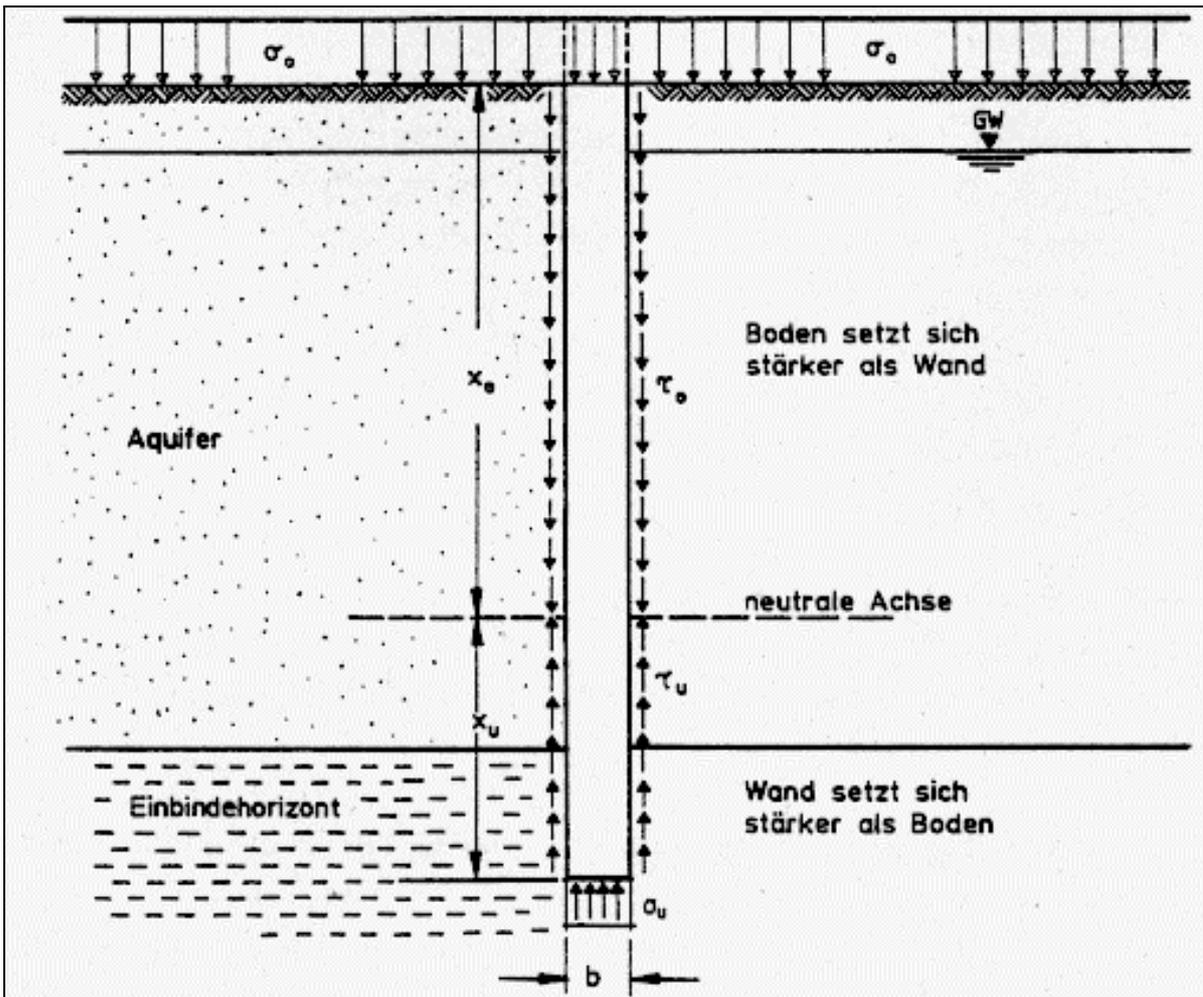


Abb. 3.28 Prinzipskizze zum Spannungszustand an einer überschütteten Dichtwand

Mit den Bezeichnungen der Abb. 3.28 herrscht für die Dichtwand ein vertikales Kräftegleichgewicht, wenn gilt:

$$2 \cdot \tau_0 \cdot x_0 + \sigma_0 \cdot b + \gamma_w \cdot b \cdot (x_0 + x_u) = 2 \cdot \tau_u \cdot x_u + \sigma_u \cdot b \quad (3.17)$$

Neben dem in obiger Gleichung erfaßten Kräftegleichgewicht müssen gleichwertig die zugehörigen Verformungszustände betrachtet werden, damit die angesetzten Spannungsverteilungen letztlich plausibel sind.

Die Spannung in der neutralen Achse

$$\max \sigma = \sigma_0 + \frac{2 \cdot \tau_0 \cdot x_0}{b}$$

kann ohne weiteres ein Vielfaches der am Dichtwandkopf wirkenden Auflastspannung  $\sigma_0$  betragen.

Die für den gewählten Standardfall dargestellten Verhältnisse lassen sich verallgemeinern: Wenn die abgebundene Dichtwandmasse über die gesamte Wandtiefe oder auch nur im Bereich bestimmter Schichten einen höheren Elastizitätsmodul als der durchörterte Untergrund

aufweist, kann die Zusatzbelastung in der Dichtwand aufgrund der übertragenen Schubspannungen wesentlich größer als die Geländeauflast werden.

Sofern die großflächige Auflast in der abgebundenen Dichtwand die gleichen Vertikalverformungen auslöst wie in dem umgebenden Baugrund, treten in der gesamten Kontaktfläche zwischen Wand und Boden keine Relativbewegungen auf. In diesem vergleichsweise einfachen Fall wird die Dichtwand lediglich an ihrem Kopf belastet, und die vertikalen Zusatzspannungen wären genau so groß wie die Geländeauflast. Dieser Fall tritt jedoch nur dann ein, wenn die abgebundene Dichtmasse genau den gleichen Elastizitätsmodul aufweist wie der benachbarte Boden; wegen der naturgemäß fast immer vorhandenen Untergrundinhomogenitäten stellt er insofern eher eine theoretische Überlegung dar. Im Gegensatz dazu sind randschubfreie Teilabschnitte jedoch prinzipiell bei jeder überschütteten Dichtwand möglich, wenn die Vertikalspannungen in der Dichtwand und in den benachbarten Bodenpartikeln im gleichen Verhältnis stehen wie die zugehörigen Elastizitätsmoduln und somit die gleichen bezogenen Verformungen zu erwarten sind.

Die dargestellten Spannungs-Verformungs-Zusammenhänge sind prinzipiell auch bereits von solchen Bohr- und Rammpfählen bekannt, bei denen sich der umgebende Boden gegenüber dem Pfahlkopf senkt und sich über die sogenannte negative Mantelreibung an dem Pfahlschaft aufhängt (KOLYMBAS 1989).

Nach Ermittlung der in der Dichtwand maximal zu erwartenden Vertikalspannung ist der Nachweis zu führen, daß die Tragfähigkeit der abgebundenen Dichtmasse nicht überschritten wird. Das Verhältnis zwischen der maximalen vertikalen Druckspannung  $\max \sigma$  und der Bruchspannung, die wegen der seitlichen Stützung der Dichtwand nicht der in Abschnitt 3.4.6.3 beschriebenen einaxialen Druckfestigkeit entsprechen muß, kann als Sicherheit definiert werden.

Die erforderliche Sicherheit hängt in starkem Maße von dem gewählten Berechnungsverfahren, von den getroffenen geometrischen und bodenmechanischen Vereinfachungen, von den Belastungsansätzen sowie von den allgemein bereits mit Sicherheiten beaufschlagten Rechenwerten für die maßgeblichen Materialkennwerte des Bodens und der abgebundenen Dichtwandmasse ab und kann deshalb letztendlich nur entsprechend den jeweiligen projektspezifischen Gegebenheiten festgelegt werden.

## 3.7 Schadstoffmigration und Schadstoffbeständigkeit

### 3.7.1 Allgemeines

Die Wirksamkeit einer Dichtwand wird neben dem eingesetzten Bauverfahren entscheidend von den spezifischen Eigenschaften des verwendeten Dichtungsmaterials bestimmt. Im Vordergrund steht hierbei das Ziel einer mittel- und langfristigen Emissionsbegrenzung und damit die Forderung nach einer Beständigkeit der Dichtungswirkung.

Schadstoffmigrationen durch die Dichtwand können durch die beiden Transportmechanismen Konvektion und Diffusion ausgelöst werden. Der konvektive Schadstoffeintritt in die Dichtwand resultiert allein aus einem hydraulischen Gradienten zwischen den Dichtwandaußenflächen. Die Schadstoffe werden von dem strömenden Medium mitgeschleppt und sind somit für diesen Eintragsmechanismus selbst nicht ursächlich. Dagegen breiten sich die Schadstoffe bei dem hier als diffusiv bezeichneten Schadstoffeintrag im Porenwasser infolge molekularer Platzwechselforgänge selbständig aus, ohne daß eine Strömung notwendig ist. Ursache für die Diffusion ist ein Konzentrationsgefälle, also ein chemischer Gradient.

Der konvektive Schadstoffeintrag in die Dichtwand kann bereits dadurch verhindert werden, daß der Wasserspiegel beidseitig der Dichtwand auf das gleiche Niveau einreguliert und damit jede Strömung unterbunden wird (Abb. 3.29a). Die Verhinderung eines diffusiven Eintrags erfordert dagegen eine ausreichend starke Strömung, die dem diffusiven Massenfluß entgegengerichtet ist (Abb. 3.29b). Diese sogenannte Inversionsströmung wird durch Absenken des Deponiesickerwasserspiegels (DSW) erzwungen. Mit der Forderung nach immer kleineren Materialdurchlässigkeiten können die erforderlichen Fließgeschwindigkeiten, die für eine vollständige Retardierung der diffusiven Einträge von Schadstoffen in die Dichtwand erforderlich sind, nicht mehr erreicht werden (FRIEDRICH 1989). Somit überwiegt innerhalb des Porenwassers die nach außen gerichtete Diffusionsgeschwindigkeit gegenüber der nach innen gerichteten Wasserströmungsgeschwindigkeit. Andererseits können die kleinen Materialdurchlässigkeiten auch bewirken, daß der diffuse Eintrag von Schadstoffen in die Dichtwand selbst im Falle eines gleichgerichteten hydraulischen und chemischen Gradienten (Abb. 3.29c) temporär schneller erfolgt als der konvektive Schadstoffeintrag (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1991). In geringdurchlässigen Dichtelementen dominiert die Diffusion somit allgemein den Schadstofftransport.

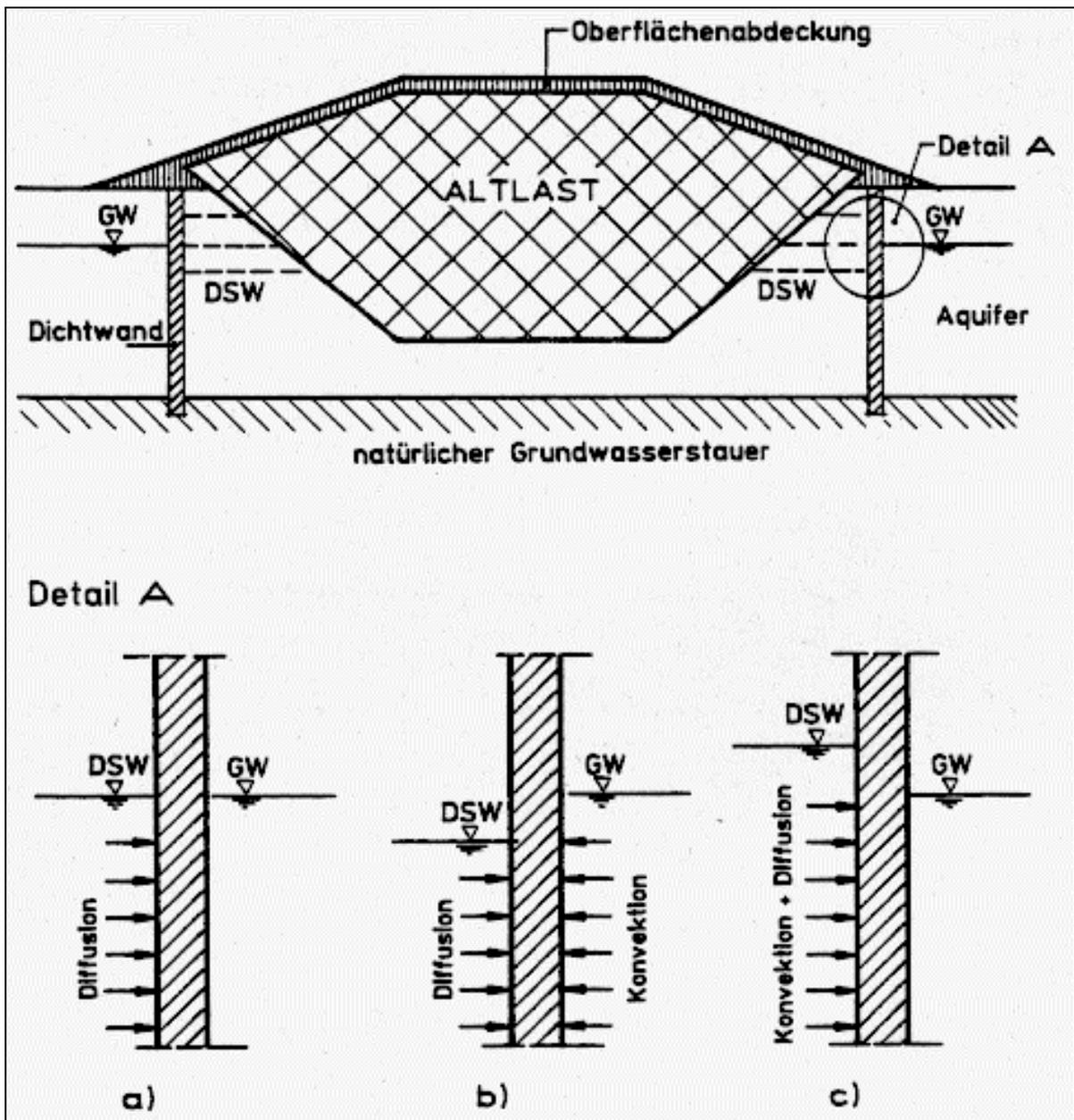


Abb. 3.29 Schadstoffmigration in ein Dichtwandsystem

## 3.7.2 Transportgleichungen

### 3.7.2.1 Konvektion

Beim reinen konvektiven Transport weist der gelöste Schadstoff gegenüber seinem Trägerfluid Wasser keine Relativbewegung auf, sondern bewegt sich ebenso wie dieses mit dessen mittlerer Strömungsgeschwindigkeit. Diese mittlere Strömungsgeschwindigkeit  $v_n$  (Porengeschwindigkeit) innerhalb des durchströmabaren Porenanteils  $n$  ergibt sich aus dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und dem Gefälle  $i$  zu:

$$v_n = \frac{k \cdot i}{n} \quad (3.18)$$

Wird der Schadstoff während des konvektiven Transports an den Oberflächen der Feststoffmatrix sorbiert, so bewegt er sich zwar immer noch gleichgerichtet mit dem Wasser, gegenüber diesem jedoch zeitlich verzögert. Dieser Vorgang läßt sich anschaulich mit dem Retardationskoeffizient  $R$  darstellen, der das Verhältnis zwischen der mittleren Strömungsgeschwindigkeit  $v_n$  und der Ausbreitungsgeschwindigkeit  $v_s$  der Schadstoffe beschreibt (Abb. 3.30) und sich mit der folgenden Gleichung aus der Trockendichte  $\rho_d$  und dem Porenanteil  $n$  der Feststoffmatrix sowie der Adsorptionskonstanten  $k_p$  ermitteln läßt (ROBERTS & VALOCCHI 1981):

$$R = \frac{v_n}{v_s} = 1 + \frac{\rho_d}{n} k_p \quad (3.19)$$

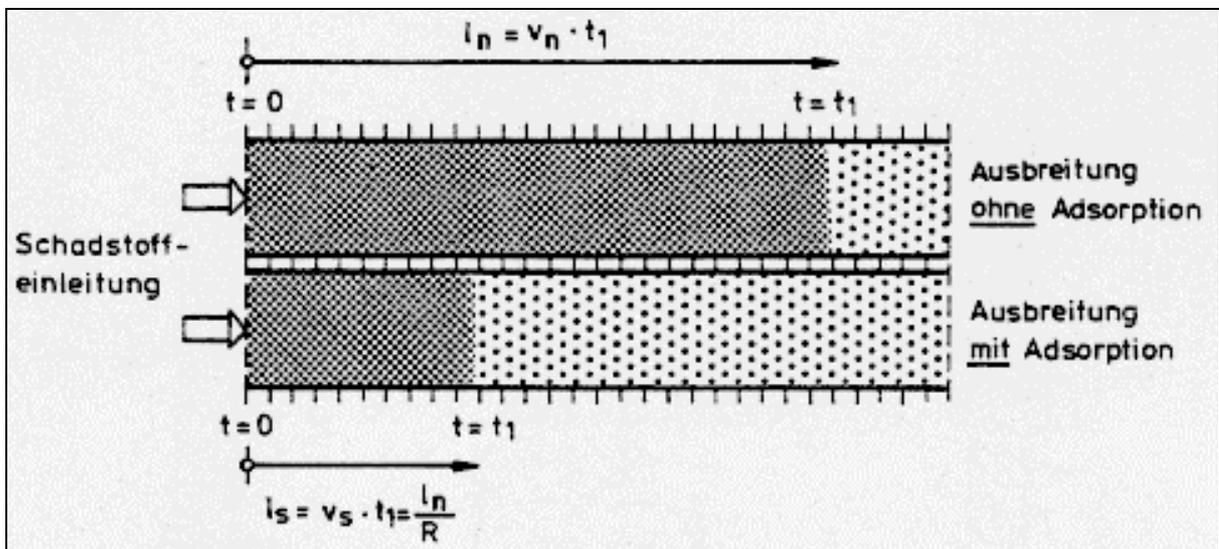


Abb. 3.30 Verzögerung der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Schadstoffen infolge von Adsorption

Der von außen konvektiv in ein System geleitete Schadstoffeintrag  $I_K$  bleibt allerdings von der Sorption unbeeinflusst und hängt nur vom flächenbezogenen Durchfluß  $Q$  und dem Porenanteil  $n$  ab:

$$Q = v_n \cdot n = k \cdot i \quad (3.20)$$

Mit diesem Durchfluß wird bei einem verunreinigten Wasser mit der konstanten Konzentration  $C_0$  kontinuierlich der Schadstoffstrom

$$I_K = C_0 \cdot Q = C_0 \cdot k \cdot i \quad (3.21)$$

in die Porenmatrix eingetragen, durch eine Querschnittsfläche  $A$  in einer Zeit  $t$  also die Schadstoffmenge

$$m_K = I_K \cdot A \cdot t = C_0 \cdot k \cdot i \cdot A \cdot t. \quad (3.22)$$

### 3.7.2.2 Diffusion

Während ein konvektiver Transport eine Wasserströmung und damit ein hydraulisches Gefälle voraussetzt, findet eine Diffusion auch im ruhenden Wasser statt, sofern ein chemisches Potentialgefälle vorhanden ist. Dieses Konzentrationsgefälle bewirkt einen physikalischen Ausgleichsprozeß, in dessen Verlauf sich der gelöste Schadstoff infolge der BROWNSchen Molekularbewegung von Orten höherer Konzentration zu solchen niedrigerer Konzentration bewegt. Hierbei verhält sich der Massenstrom durch eine gedachte Fläche proportional zu dem Konzentrationsgefälle. Mathematisch läßt sich der stationäre diffusive Massenstrom  $I_D$  im freien Flüssigkeitsraum nach dem 1. FICKSchen Gesetz beschreiben:

$$I_D = -D_0 \frac{\partial C(x, t)}{\partial x} \quad (3.23)$$

mit:

$I_D$  diffusiver Massenstrom im freien Flüssigkeitsraum

$D_0$  Diffusionskoeffizient im freien Flüssigkeitsraum

$C$  Konzentration

$x$  Wegkoordinate.

Der Diffusionskoeffizient  $D_0$  stellt ein Maß für die Beweglichkeit der diffundierenden Teilchen im freien Flüssigkeitsraum dar. Er ist somit im starken Maße abhängig von der Teilchengröße des Inhaltsstoffes sowie von der Temperatur und der Viskosität des Trägerfluids.

Wird neben der örtlichen auch eine zeitliche Veränderung der Konzentration am betrachteten Element berücksichtigt, führt die mathematische Lösung für den eindimensionalen Diffusionsvorgang unter der Annahme eines ort-, zeit- und konzentrationsunabhängigen Diffusionskoeffizienten  $D_0$  zu einer partiellen Differentialgleichung ersten Grades zweiter Ordnung (2. FICKSche Gesetz):

$$\frac{\partial C(x, t)}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 C(x, t)}{\partial x^2} \quad (3.24)$$

Neben instationären Diffusionsvorgängen beschreibt dieser Typ von Differentialgleichung auch andere physikalische Probleme wie die Konsolidierung weicher bindiger Böden und den Wärmetransport in Festkörpern (TERZAGHI & FRÖHLICH 1936, GRÖBER et al. 1988).

Bei der Übertragung der zunächst für den freien Flüssigkeitsraum gültigen FICKSchen Gesetze auf eine flüssigkeitsgefüllte Feststoffmatrix, z. B. eine Dichtmasse, sind deren spezifische Beeinflussungen auf den Transportmechanismus zu berücksichtigen. Hierzu zählen im wesentlichen Parameter wie

- die während des Diffusionsvorgangs durch sorptive Prozesse an den Oberflächen der Feststoffmatrix zurückgehaltene Menge an Wasserinhaltsstoffen (Retardationskoeffizient  $R$ , Abschnitt 3.7.2.1 und Abb. 3.30) sowie
- die durch den Porenraum gegenüber dem freien Flüssigkeitsraum veränderten Diffusionswege. Die rein geometrische Verlängerung des Diffusionsweges wird durch die Tortuosität  $T$  beschrieben (WYLLIE & SPANGLER 1952, PORTER et al. 1960, Abb. 3.31). Zusätzlich können jedoch auch elektrostatische Wechselwirkungen zwischen den geladenen Feststoffoberflächen und den Wasserinhaltsstoffen, das Verhältnis vom Porendurchmesser zum Durchmesser der transportierten Moleküle sowie die verminderte Viskosität des Trägerfluids etc. den Diffusionsweg beeinflussen. Die Summe dieser Einflußfaktoren wird mit dem Impedanzfaktor  $\gamma$  beschrieben (SCHNEIDER & GÖTTNER 1989, GDA 1993).

Die Parameter müssen in die für den freien Flüssigkeitsraum gültige Differentialgleichung 3.24 mit einbezogen werden. Die Tortuosität  $T$  stellt dabei einen Proportionalitätsfaktor zwischen dem im freien Flüssigkeitsraum gültigen Diffusionskoeffizienten  $D_0$  und dem in einer Porenmatrix ermittelten Diffusionskoeffizienten, dem sogenannten Gesteinsdiffusionskoeffizienten  $D'$ , dar (Abb. 3.31):

$$D' = \frac{D_0}{T}$$

Die sorptiven Eigenschaften der Feststoffmatrix können unter der Annahme eines proportionalen Zusammenhangs  $S = a \cdot C$  zwischen der Adsorption  $S$  und der Konzentration  $C$  in Gleichung 3.24 berücksichtigt werden durch (Abb. 3.31)

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial(a \cdot C(x,t))}{\partial t} = D' \cdot \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}$$

mit:  $a$  dimensionsfreier Proportionalitätsfaktor.

Nach Umformung und Einführung des Retardationskoeffizienten

$$R = 1 + a = 1 + \frac{\rho_d}{n} k_p$$

(Abschnitt 3.7.2.1) ergibt sich (Abb. 3.31):

$$\begin{aligned} \frac{\partial C(x,t)}{\partial t} &= \frac{D_0}{R \cdot T} \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \\ &= D^* \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \end{aligned} \quad (3.25)$$

mit:  $D^*$  effektiver Diffusionskoeffizient.

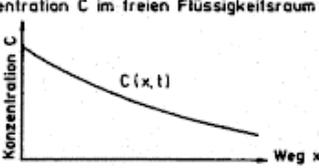
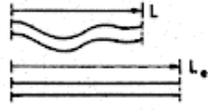
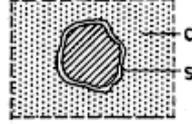
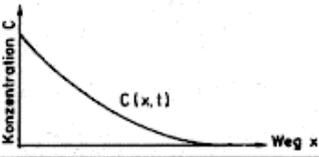
Konzentration C im freien Flüssigkeitsraum 		2. FICKSches Gesetz: $\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}$
Tortuosität T 	$T = \left(\frac{L_e}{L}\right)^2 = \frac{D_0}{D^*}$ D' Gesteinsdiffusionskoeffizient	
Sorption S 	$S = a \cdot C$ a Proportionalitätsfaktor	$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial(a \cdot C(x,t))}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}$
Retardationskoeffizient R	$R = 1 + a$	
Konzentration C in der Porenlösung 		modifiziertes 2. FICKSches Gesetz $\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = \frac{D_0}{RT} \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}$
Effektiver Diffusionskoeffizient		$\frac{D_0}{RT} = D^*$

Abb. 3.31 Modifiziertes 2. FICKSches Gesetz für eine wassergefüllte Porenmatrix

Der effektive Diffusionskoeffizient  $D^*$  berücksichtigt näherungsweise sämtliche Interaktionen zwischen der Feststoffmatrix und den Schadstoffen in der Porenlösung.

Für die Grenzbedingungen eines einseitig begrenzten Körpers berechnet sich der instationäre Konzentrationsverlauf aus dem modifizierten 2. FICKSchen Gesetz (Gleichung 3.25) zu:

$$\begin{aligned}
 C(x,t) &= C_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2} \sqrt{\frac{R \cdot T}{D_0}} \right) \right] \\
 &= C_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2} \sqrt{\frac{1}{D^*}} \right) \right] \quad (3.26)
 \end{aligned}$$

Die Funktion  $\operatorname{erf}(z)$  ist das GAUSSsche Fehler- oder Wahrscheinlichkeitsintegral (error-Funktion), das mit Hilfe der Potenzreihe

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \sum_{p=0}^{\infty} \frac{(-1)^p z^{(2p+1)}}{(2p+1)p!} dz$$

gelöst werden kann. Tabellenwerte und Eigenschaften für die Funktion  $\operatorname{erf}(z)$  finden sich z. B. in BRONSTEIN & SEMENDJAJEW (1975).

### 3.7.2.3 Überlagerung konvektiver und diffusiver Transportvorgänge

Der rein diffusive Transport kann entweder durch einen gleichgerichteten oder im Fall der Inversionsströmung durch einen entgegengerichteten konvektiven Massenstrom überlagert sein (Abb. 3.29). Zur Beschreibung der eindimensionalen zeitlichen Konzentrationsentwicklung in geringdurchlässigen Dichtwänden ist die Differentialgleichung 3.25 um den Anteil des konvektiven Massenflusses zu erweitern. Für einen gleichgerichteten diffusiven und konvektiven Transport ergibt sich die Differentialgleichung zu (OGATA & BANKS 1961, ROBERTS & VALOCCHI 1981):

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} - \frac{v_n}{R} \frac{\partial C(x,t)}{\partial x} \quad (3.27a)$$

beziehungsweise für entgegengerichteten diffusiven und konvektiven Transport zu:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} + \frac{v_n}{R} \frac{\partial C(x,t)}{\partial x} \quad (3.27b)$$

Lösungen dieser Differentialgleichungen für unterschiedliche Grenzbedingungen finden sich z. B. in BANKS & ALI (1964), ROWE & BOOKER (1985), FRIEDRICH (1989) und ROGNER (1993).

Die bei der Ausführung von Einkapselungen häufig als hydraulische Zusatzmaßnahme geplante Absenkung des Deponieinnenwasserspiegels gegenüber dem Grundwasserspiegel hat zum Ziel, daß bestimmte Grenzkonzentrationen im Dichtungssystem nicht überschritten werden und die aus dem System austretende Schadstoffmenge begrenzt bleibt.

Für die praktische Anwendung stellt sich somit die Frage nach der erforderlichen Absenkhöhe  $\Delta h$ , um in dem Dichtungssystem eine stationäre Konzentrationsverteilung so zu erzwingen, daß die dann noch aus dem System migrierende Schadstoffmenge theoretisch einen tolerablen Grenzwert auch langfristig nicht überschreitet.

Nach einem Lösungsansatz von FRIEDRICH (1989) kann eine von der Mächtigkeit  $d$  (Breite) der Dichtung unabhängige Druckhöhe  $\Delta h_{\min}$  für ein einseitig begrenztes Dichtungssystem berechnet werden. Die Druckhöhe  $\Delta h_{\min}$  wird für den stationären Fall aufgrund der Bedingung, daß die entgegengerichteten Materieströme aus Diffusion (Gleichung 3.23) und Konvektion (Gleichung 3.21) gleich groß sind, in Abhängigkeit des effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*$ , des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  und der Ausgangskonzentration  $C_0$  angegeben zu:

$$\Delta h_{\min} = \frac{D^* \cdot n}{k} \ln \left( \frac{C_0}{C_G} \right). \quad (3.28)$$

Die Größe  $C_G$  ist eine vorgegebene Konzentration, die auf der Außenseite der Dichtwand nicht überschritten werden soll. In Tabelle 3.5 ist beispielhaft der Einfluß der Wasserdurchlässigkeit  $k$  auf die erforderliche Absenkhöhe  $\Delta h_{\min}$  für einen effektiven Diffusionskoeffizi-

enten  $D^* = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ , eine Grenzkonzentration  $C_G \leq 10^{-3} \cdot C_0$  und einen Porenanteil  $n = 0,8$  dargestellt.

**Tabelle 3.5 Erforderliche Absenkung  $\Delta h_{\min}$  des Innenwasserspiegels für  $C_G \leq 10^{-3} C_0$  im Grundwasser unmittelbar an der Außenseite der Dichtwand**

Wasserdurchlässigkeit $k$ in m/s	Absenkhöhe $\Delta h_{\min}$ in m
$10^{-7}$	0,01
$10^{-8}$	0,06
$10^{-9}$	0,55
$10^{-10}$	5,53

Zur rechnerischen Abschätzung von Restemissionen aus Einkapselungen mit Inversionsströmung sind für den stationären Fall in ROGNER (1993) Nomogramme aufgeführt.

### 3.7.3 Einfluß der Dichtwandbreite auf konvektive und diffusive Emissionen

Ursache für den konvektiven Schadstoffaustritt ist ein hydraulischer Gradient, der zwischen den Dichtwandaußenflächen wirksam ist. Mit der Annahme, daß die Durchlässigkeit der Dichtwand orts- und zeitunabhängig ist, verhält sich die durch die Wand strömende Flüssigkeitsmenge  $Q$  nach dem Gesetz von DARCY umgekehrt proportional zur Wandbreite  $d$ . Dagegen ist die erforderliche Zeit, bis eine bestimmte Flüssigkeitsmenge  $Q$  durch die Wand geströmt ist, proportional zur Wandbreite  $d$ . Damit verringert sich bei gleichen Druckhöhen der Durchfluß  $Q$  pro Flächeneinheit in dem Verhältnis, wie sich die Wandbreite vergrößert

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{d_2}{d_1}$$

während sich die Zeit für den Durchtritt eines Flüssigkeitsteilchens mit dem Verhältnis der Wandbreite vergrößert

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{d_1}{d_2}$$

mit:

$Q_1$  konvektiver Durchfluß bei der Wandbreite  $d_1$

$Q_2$  konvektiver Durchfluß bei der Wandbreite  $d_2$

$t_1$  erforderliche Zeit für den konvektiven Durchfluß  $Q$  bei der Wandbreite  $d_1$

$t_2$  erforderliche Zeit für den konvektiven Durchfluß  $Q$  bei der Wandbreite  $d_2$ .

Sofern die Dichtwand - wie üblich - unter dem Einfluß eines nach innen gerichteten Inversionsgradienten steht (Abschnitt 1), bleiben konvektive Schadstoffaustritte im allgemeinen ausgeschlossen, aber nicht diffusionsbedingte Emissionen (Abschnitt 3.7.1). Für den stationären Fall berechnet sich der Diffusionsstrom  $I_D$  durch eine flüssigkeitsgefüllte Feststoffmatrix für einen orts-, zeit- und konzentrationsunabhängigen effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*$  in Analogie zu dem 1. FICKSchen Gesetz (Gleichung 3.23) zu:

$$I_D = -n \cdot D^* \frac{\partial C}{\partial x}$$

Im stationären Fall und bei gleicher Konzentrationsdifferenz zwischen den Dichtwandaußenflächen verändert sich der Strom  $I_D$  pro Flächeneinheit beziehungsweise die Zeit für den Durchtritt eines Schadstoffteilchens mit veränderter Dichtwandbreite im gleichen Verhältnis wie bei der Konvektion.

Für die Dichtwandbreite einer Schlitzwand werden mindestens  $d = 0,60$  m gefordert (GDA 1993). Bei einer Erhöhung der Breite auf  $d = 0,80$  m, die in vielen praktischen Fällen der Altlastensicherung zur Ausführung kommt und im Hinblick auf mögliche Abweichungen bei größeren Tiefen auch zu empfehlen ist, reduziert sich im stationären Zustand sowohl die konvektive als auch die diffusive "Durchflußmenge" auf 75 %. Die erforderliche Zeit, bis eine bestimmte Menge durch die Wand migriert ist, erhöht sich infolge der Wandverbreiterung für beide Transportmechanismen entsprechend um 33 %.

## 3.7.4 Untersuchungen zur Beständigkeit und zur Diffusion

### 3.7.4.1 Allgemeines

Die Zusammensetzung von Dichtwandmassen richtet sich in der Regel nach projektspezifischen Kriterien, wobei für die abgebundenen Massen die Forderungen nach hydraulischer Wirksamkeit und Schadstoffbeständigkeit des Bauwerks im Vordergrund stehen. Deshalb werden die Dichtmassen zur Abschätzung ihres Langzeitverhaltens im Labormaßstab mit unterschiedlichen Methoden untersucht. Im Vordergrund stehen dabei getrennt durchgeführte Durchlässigkeits- und Lagerungsversuche mit unterschiedlich konzentrierten Prüfflüssigkeiten. Nach dem Stand der heutigen Versuchstechnik werden die Durchlässigkeitsuntersuchungen in Anlehnung an die DIN 18 130, Teil 1, in der Dreiaxialzelle durchgeführt (Abschnitt 3.4.7.5) und die Schadstoffbeständigkeit mit bislang nicht genormten sogenannten freien Lagerungsversuchen untersucht. Eine Ergänzung dieser konventionellen Versuchsverfahren stellt der modifizierte Lagerungsversuch dar.

### 3.7.4.2 Konventionelle Versuchsmethoden

Beurteilungskriterium für die chemische Beständigkeit von Dichtmassen im Durchlässigkeitsversuch ist nach den Empfehlungen GDA (1993) ein "stabiles System" zwischen Probekörper und Prüfflüssigkeit, das heißt der Durchströmungsversuch ist so lange durchzuführen, bis sich

Probekörper und Prüfflüssigkeit nicht mehr verändern. Zur Beurteilung sind die Durchflußmessungen deshalb durch chemische Analysen der Prüfflüssigkeit vor und nach der Durchströmung zu ergänzen. Ein konstanter pH-Wert und eine konstante Leitfähigkeit in der abströmenden Prüfflüssigkeit sollen allgemein auf ein "stabiles System" hindeuten.

Mit Durchlässigkeitsversuchen soll der chemische Angriff auf das Probenmaterial infolge eines konvektiven Schadstofftransports simuliert werden. Die Versuchsergebnisse lassen sich jedoch allgemein nur für einen relativen Vergleich zwischen verschiedenen Mischungsrezepturen heranziehen, eine Möglichkeit zur Prognose der chemischen Beständigkeit beziehungsweise der "Lebensdauer" einer Wand besteht damit derzeit nicht. Werden die Meßergebnisse aus Durchlässigkeitsuntersuchungen dennoch zur Bewertung eines chemischen Angriffs herangezogen, so sind für Probekörper mit sehr kleinen Durchlässigkeiten Fehleinschätzungen möglich. Bei solch kleinen Durchlässigkeiten überwiegt nämlich der diffusive Schadstoffeintrag in den Probekörper gegenüber dem konvektiven, so daß die Schadstoffkonzentration in der Prüfflüssigkeit an der Anströmseite des Probekörpers nicht durch einen entsprechenden konvektiven Nachschub aus der Druckvorlage (Abschnitt 3.4.7.5) ersetzt wird und damit während des Versuchs wesentlich unter die Ausgangskonzentration  $C_0$  fallen kann (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1991).

Außer durch Strömungsvorgänge können Schadstoffe durch Diffusion, auch entgegengerichtet einer Inversionsströmung, in das Dichtungssystem gelangen (Abschnitt 3.7.1). Zur Simulation derartiger Schadstoffeinträge gibt es bisher keine standardisierten beziehungsweise gängigen Prüfverfahren. Häufig werden derzeit sogenannte **"freie" Lagerungsversuche ("Diffusionstests")** durchgeführt (KRUBASIK 1987; BLINDE et al. 1985). Hierbei werden die meist zylindrischen Dichtmassenproben in die jeweilige Prüfflüssigkeit eingelagert (Abb. 3.32), die in bestimmten zeitlichen Abständen mit dem Ziel einer über die Versuchslaufzeit quasi konstanten Konzentration  $C_0$  ausgetauscht wird. Während der Versuchslaufzeit werden in zeitlichen Intervallen Gewichts- und Volumenveränderungen der Probekörper (Abb. 3.33) und häufig auch die Eindringtiefe der VICAT-Nadel (DIN EN 196, Teil 3) gemessen. Bei diesem Meßprinzip wird eine 300 g schwere Nadel mit einer Querschnittsfläche  $A = 1 \text{ mm}^2$  auf die Probenoberfläche aufgesetzt und die Eindringtiefe in mm gemessen. Zusätzlich erfolgen visuelle Beobachtungen auf Veränderungen der Oberflächenstruktur (z. B. Ablagerungen, Risse, Ablösungen, Zerfall). Die Ergebnisse aus freien Lagerungsversuchen liefern zwar keine unmittelbar quantifizierbaren Aussagen zur Beständigkeit, können jedoch zum qualitativen Vergleich verschiedener Mischungsrezepturen herangezogen werden.

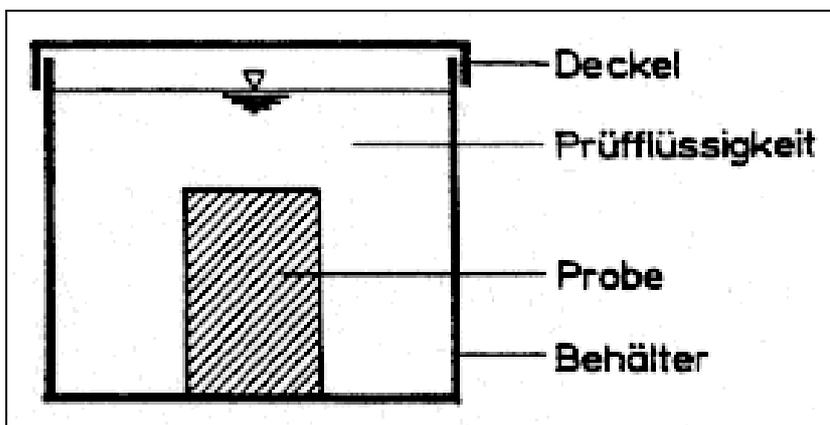


Abb. 3.32 Freier Lagerungsversuch

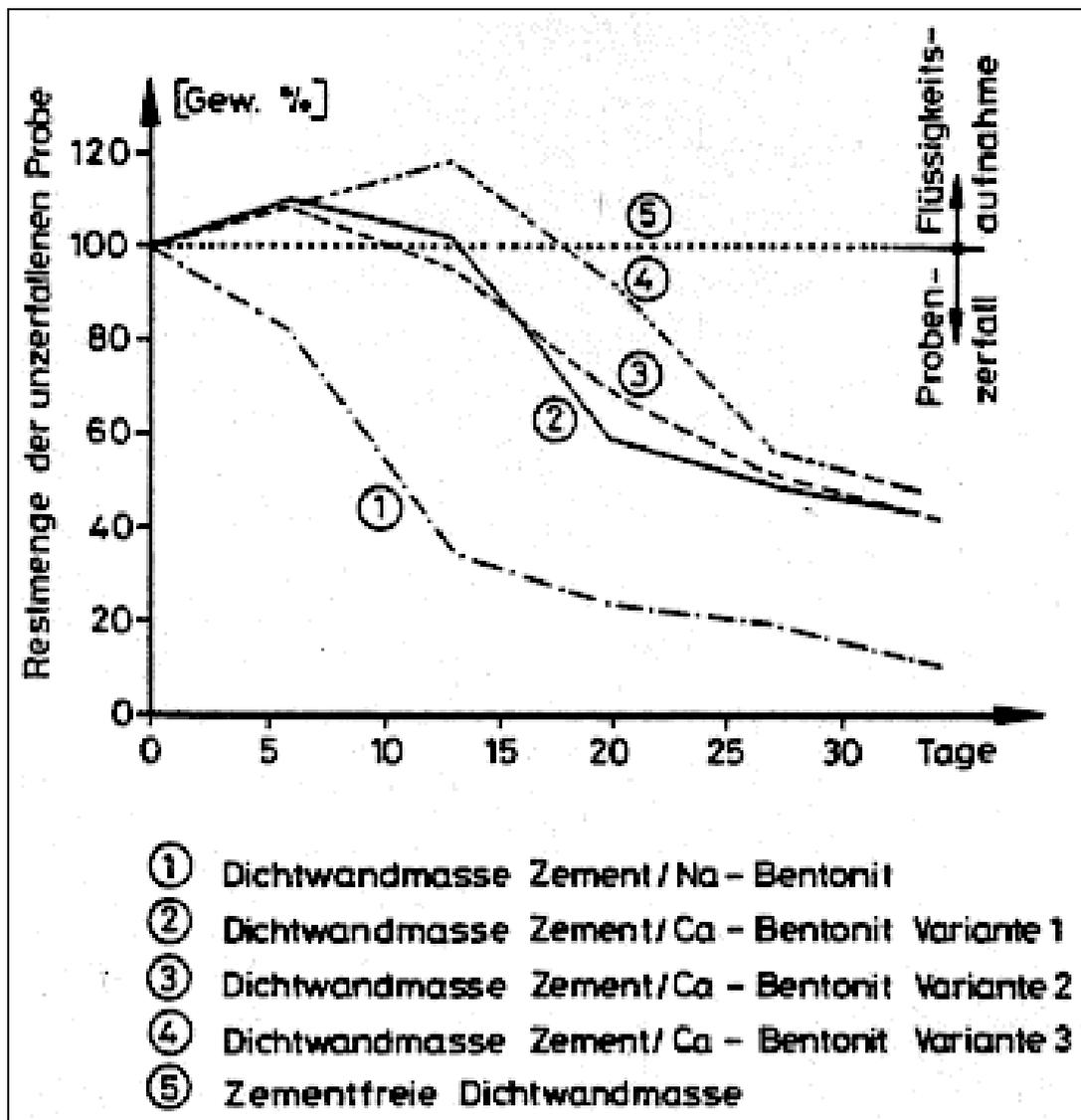


Abb. 3.33 Ergebnisse aus freien Lagerungsversuchen (KRUBASIK 1987)

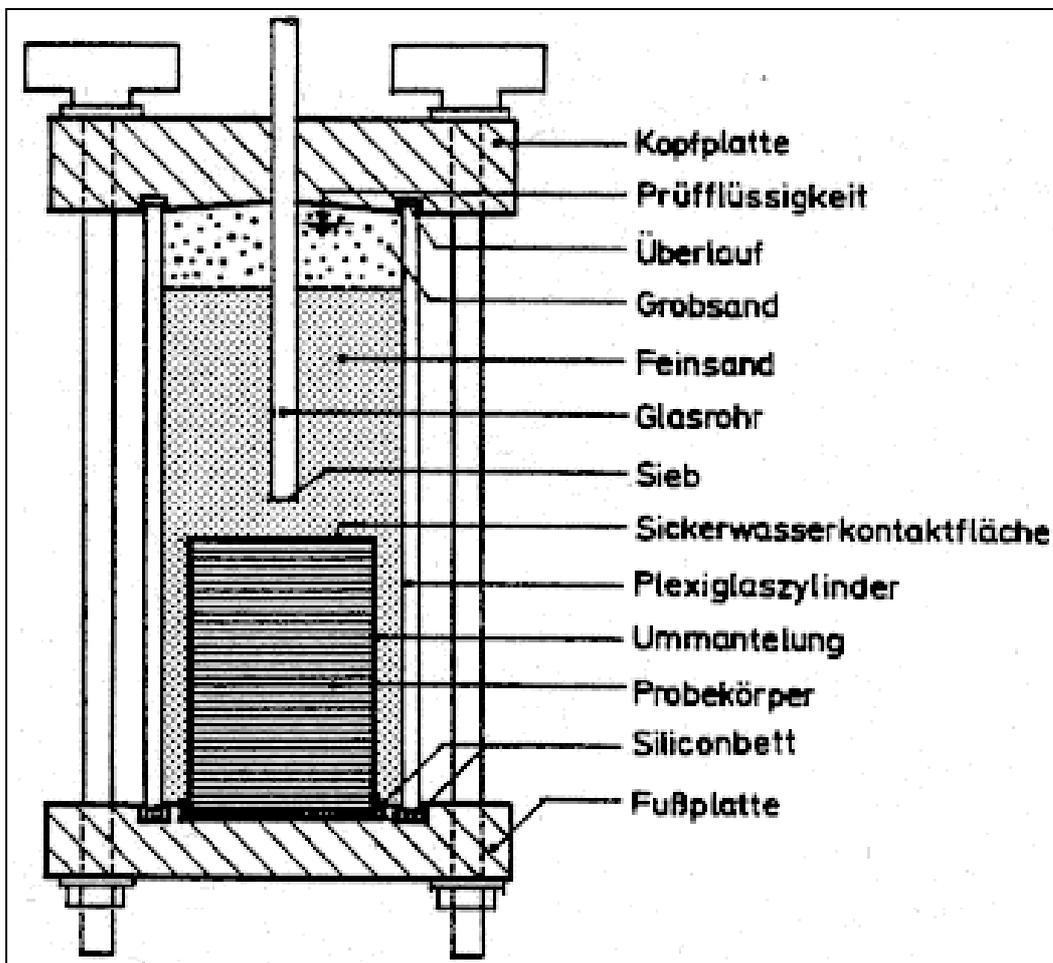
Durch den regelmäßigen Austausch der Prüfflüssigkeit in kleinen Zeitintervallen bleibt die Konzentration an der Probenoberfläche nahezu konstant auf dem ursprünglichen Niveau. Dies ist auch der Grund, daß z. B. in freien Lagerungsversuchen häufig bereits nennenswerte Aufweichtungstiefen in den Probekörpern festgestellt werden (BLINDE 1986, GEIL 1989, MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990), während die gleichen Dichtmassen im Durchströmungsversuch bei Beaufschlagung mit derselben Prüfflüssigkeit - trotz der zusätzlich vorhandenen Konvektion - noch keine beziehungsweise wesentlich geringere Aufweichtungstiefen aufweisen.

### 3.7.4.3 Modifizierter Lagerungsversuch

#### 3.7.4.3.1 Versuchstechnik

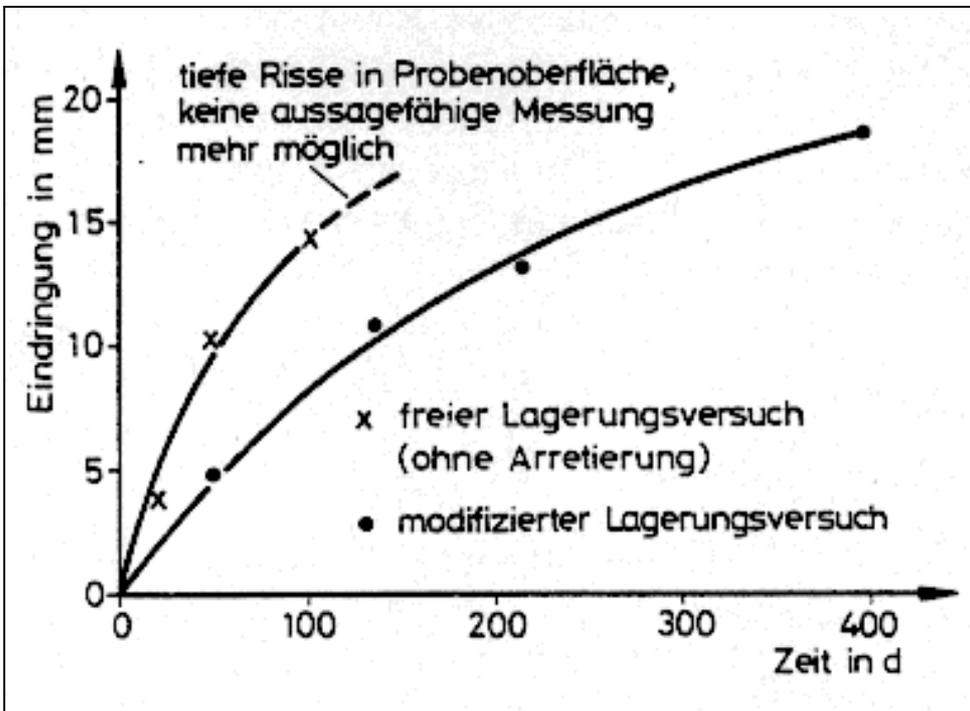
Das in Abb. 3.32 dargestellte Versuchsprinzip des freien Lagerungsversuchs geht von einer frei im kontaminierten Wasser befindlichen Abdichtung aus, die somit über die gesamte Probenoberfläche einem Schadstoffangriff ausgesetzt wird. Bei unterirdischen Dichtungselementen ist die Abdichtung jedoch durch das umgebende Erdreich arretiert, und der Schadstoffangriff ist nur eindimensional über die auf den Porenraum des Erdreichs reduzierte Angriffsfläche möglich (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988b). Mit Hilfe des in Abb. 3.34 dargestellten sogenannten modifizierten Lagerungsversuchs können diese Verhältnisse gegenüber dem freien Lagerungsversuch realitätsnäher abgebildet werden.

Zur Durchführung des modifizierten Lagerungsversuchs wird der ummantelte Dichtmassenkörper in einen Versuchszylinder eingebaut. Die untere Stirnfläche des Probekörpers wird in ein Siliconbett gesetzt, so daß der diffusive Schadstoffangriff nur eindimensional über die obere Stirnfläche erfolgen kann. Der im Versuchszylinder verbleibende Raum wird mit Sand aufgefüllt, dessen Porenraum mit Prüfflüssigkeit gesättigt ist. Durch ein kurz oberhalb des Probekörpers endendes Glasrohr kann die im Porenraum befindliche Prüfflüssigkeit mit dem Ziel eines weitgehend gleichbleibenden Belastungspotentials regelmäßig ausgetauscht werden. In zeitlichen Abständen von z. B. 4 Wochen werden die Gewichtsänderung des Probekörpers und die Nadeleindringtiefe auf der beaufschlagten Stirnfläche gemessen.



**Abb. 3.34 Modifizierter Lagerungsversuch**

In Abb. 3.35 sind für vergleichbare Dichtmassen Meßergebnisse aus freien und modifizierten Lagerungsversuchen gegenübergestellt, die deutlich den Einfluß der unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen auf den zeitlichen Fortschritt der durch die Eindringtiefe mit der VICAT-Nadel festgestellten oberflächlichen Probenaufweichung erkennen lassen.



**Abb. 3.35** Gegenüberstellung von Meßergebnissen aus freien und modifizierten Lagerungsversuchen

### 3.7.4.3.2 Auswertung des modifizierten Lagerungsversuchs

#### 3.7.4.3.2.1 Allgemeines

Die aus dem modifizierten Lagerungsversuch gewonnenen Daten zum Aufweichungsfortschritt bilden zusammen mit theoretischen Lösungen die Grundlage für eine Beständigkeitsprognose von Dichtwandmassen. Die Auswertung der Messungen zur zeitlichen Entwicklung der Nadeleindringtiefe kann mit zwei grundsätzlich verschiedenen Lösungsansätzen erfolgen, die entweder die funktionale Beschreibung und Prognose des Aufweichungsfortschritts oder die Ermittlung diffusionsrelevanter Kennwerte zum Ziel haben.

#### 3.7.4.3.2.2 Funktionale Beschreibung des Aufweichungsfortschritts

Neben dem rein qualitativen Vergleich der Versuchsergebnisse von verschiedenen Mischungsrezepturen kann der ermittelte zeitliche Aufweichungsfortschritt auch quantitative Hinweise auf den analogen zeitlichen Vorgang in einer Dichtwand geben. In Abb. 3.36 ist dazu der zeitliche Verlauf der diffusionsbedingten Schadstoffbewegung in einer Dichtmasse schematisch dargestellt. Die Schadstoffkonzentration im Sickerwasser außerhalb der Dicht-

masse sei  $C_0$  und als zeitlich unveränderlich vorausgesetzt. Ausgehend von dieser Randkonzentration  $C_0$  bewegt sich nun der Schadstoff infolge des vorhandenen Konzentrationsgradienten in die Porenmatrix der Dichtmasse hinein. Dabei entstehen die für verschiedene Zeiten dargestellten Konzentrationsprofile (Abb. 3.36), die sich mit Gleichung 3.26 beschreiben lassen.

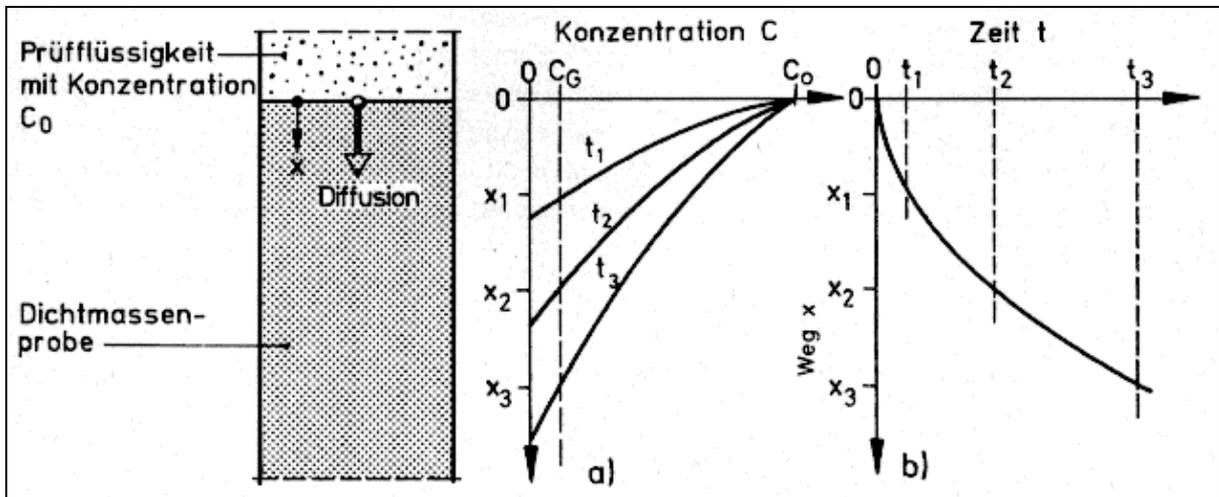


Abb.: 3.36 Schematischer Verlauf der diffusionsbedingten Schadstoffausbreitung in einer Dichtmasse

a) zeitliche Entwicklung der Konzentrationsprofile

b) zeitliche Ausbreitung einer konstanten Konzentration  $C$

Hypothese des Auswertungsmodells ist, daß die diffusionsbedingt in die Dichtmasse eindringenden Schadstoffe deren Feststoffgerüst aufweichen, wobei die Tiefe der Aufweichung mit der gleichen Geschwindigkeit fortschreitet wie die zur Aufweichung mindestens erforderliche Grenzkonzentration  $C_G$  in der Porenlösung. Durch Gleichsetzen der Konzentration  $C(x,t)$  an verschiedenen Orten  $x_i$  zu verschiedenen Zeiten  $t_i$  ergibt sich für den zeitlichen Aufweichungsfortschritt das auch aus der Konsolidierungstheorie bekannte „Wurzel( $t$ )“-Gesetz (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988b):

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{x_1^2}{x_2^2}. \quad (3.29)$$

Unter der Annahme, daß eine Grenzkonzentration  $C_G$  existiert, kann somit das „Wurzel( $t$ )“-Gesetz zur Beschreibung des diffusionsbedingten Aufweichungsfortschritts herangezogen werden, ohne daß der effektive Diffusionskoeffizient  $D^*$  bekannt sein muß.

Wird beispielsweise im Labor an einem in Prüfflüssigkeit eingelagerten Dichtmassenprobekörper nach einer Zeit  $t_1$  von 60 Tagen eine Aufweichung bis zu einer Tiefe von  $x_1 = 0,4$  cm festgestellt, so läßt sich nach dem „Wurzel( $t$ )“-Gesetz abschätzen, daß die degenerativ einwirkende Schadstoffkonzentration z. B. 3 cm tief in eine Dichtwand eingedrungen sein wird, wenn die Zeit  $t_2$  vergangen ist:

$$t_2 = \frac{t_1 \cdot x_2^2}{x_1^2} = \frac{60 \cdot 3^2}{0,4^2} = 3.375 \text{ d.}$$

Prinzipiell sind zum Beginn der Nadelversuche zwei unterschiedliche Tendenzen der zeitlichen Entwicklung der Nadeleindringtiefen  $E$  zu beobachten (ROGNER 1993, Abb. 3.37). Während die Eindringtiefen nach Tendenz A ab Versuchsbeginn durch einen exponentiell abklingenden Verlauf beschreibbar sind, verlaufen die Eindringungen nach Tendenz B zu Versuchsbeginn zunächst überproportional, um dann nach einer gewissen Versuchslaufzeit ebenfalls in eine exponentiell abklingende Entwicklung überzugehen. Sowohl die Intensität des überproportionalen Verlaufs als auch die erforderliche Versuchslaufzeit  $t$  bis zum Wendepunkt sind von den gewählten Versuchsparametern abhängig.

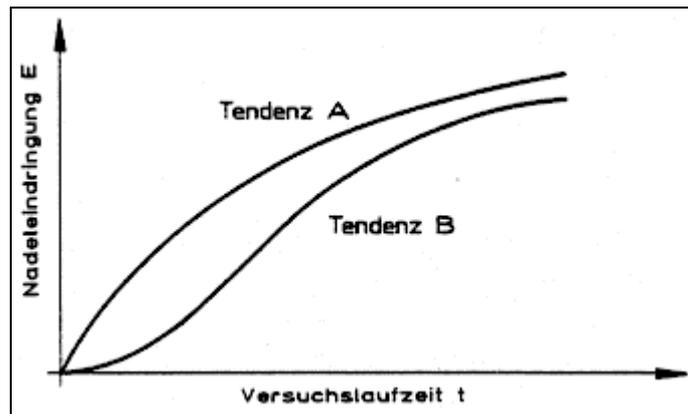


Abb. 3.37 Tendenzen der zeitlichen Entwicklung der VICAT-Nadeleindringungen (ROGNER 1993)

Um die in Abb. 3.37 dargestellten Tendenzen der Nadeleindringung zutreffender nachzubilden zu können, muß das „Wurzel( $t$ )“-Gesetz in der Form

$$E = a\sqrt{t + b} \quad (3.29)$$

modifiziert werden (ROGNER 1993).

Bei Anwendung dieses Modells kann allein mit den Ergebnissen der Nadelversuche und somit ohne zusätzliche chemische Untersuchungen und ohne Kenntnis der diffusionsbestimmenden Kennwerte der degenerative Angriff auf ein Dichtmassensystem prognostiziert werden.

#### 3.7.4.3.2.3 Ermittlung des effektiven Diffusionskoeffizienten $D^*$

Neben der funktionalen Beschreibung des Aufweichungsfortschritts läßt sich aus den Messungen zur Nadeleindringtiefe auch der **effektive Diffusionskoeffizient**  $D^*$  berechnen. Mit der Annahme, daß die geometrische Begrenzung von Probekörpern noch keinen Einfluß auf die diffusionsbedingte Konzentrationsverteilung im Probekörper hat, kann der Verlauf der zeitlichen Konzentrationsentwicklung mit Hilfe von Gleichung 3.26 theoretisch beschrieben werden. Dazu muß der Betrag des effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*$  bekannt sein. Unter der Voraussetzung, daß eine bestimmte noch unbekanntes Grenzkonzentration  $C_G$  in der Porenflüssigkeit zu den Aufweichungen des Probenmaterials führt und diese Grenzkonzentration somit unabhängig von der Ausgangskonzentration  $C_0$  ist, kann der rechnerische effektive Diffusionskoeffizient  $D^*_{cal}$  durch eine indirekte Parameterbestimmung aus dem zeitlichen Aufweichungsfortschritt mit Hilfe von Gleichung 3.26 bestimmt werden (FRIEDRICH et al. 1988,

ROGNER 1993). Hierfür können die Ergebnisse der Nadelversuche als Basisdaten für die Iteration nach zwei unterschiedlichen Methoden aufbereitet werden.

Basisdaten der Methode 1 sind die Verläufe des Aufweichungsfortschritts aus Versuchen, die mit dem gleichen Prüflüssigkeitstyp, aber mit unterschiedlichen Ausgangskonzentrationen  $C_0$  durchgeführt wurden. Für die Iteration nach Methode 1 (Abb. 3.38) wird zunächst eine Zeit  $t_1$  gewählt, für die die entsprechenden Nadeleindringtiefen mit der Funktion  $E = a \cdot \sqrt{t_1 + b}$  berechnet werden. Anschließend werden die Konzentrationsverläufe (Gleichung 3.26) in den Eindringtiefen  $E_i$  aus den mit unterschiedlichen Ausgangskonzentrationen der Prüflüssigkeit durchgeführten Versuchen in Abhängigkeit des stetig variierten, unbekanntes effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*_{cal}$  ermittelt. Die gesuchte Grenzkonzentration  $C_G$  und der zugehörige effektive Diffusionskoeffizient  $D^*_{cal}$  ergeben sich aus dem Schnittpunkt der Konzentrationsverläufe. Allgemein ist zu empfehlen, die Berechnung für verschiedene Zeiten zu wiederholen (ROGNER 1993).

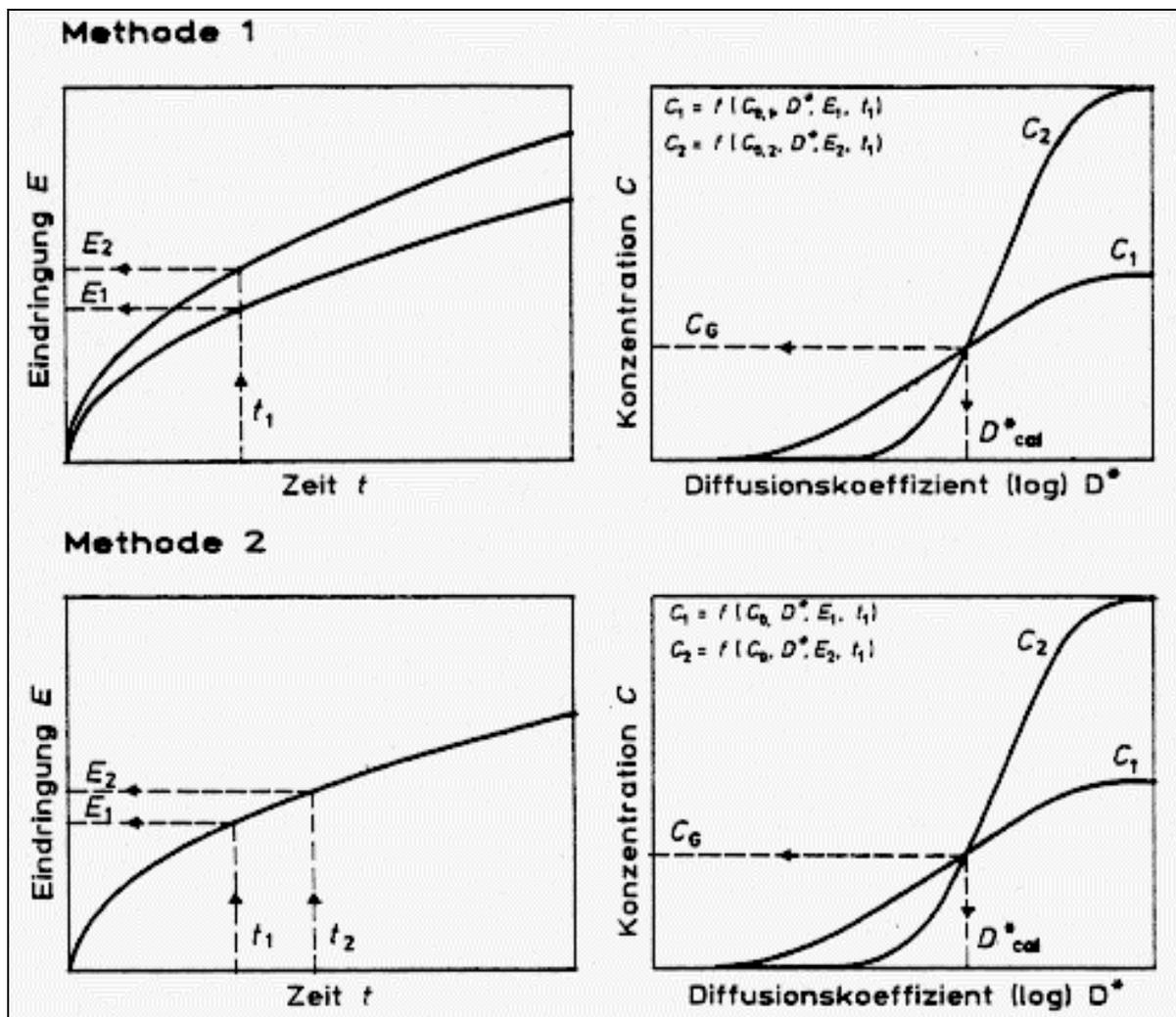


Abb. 3.38 Schematische Darstellung der Auswertungsmethoden 1 und 2 (ROGNER 1993)

Bedingung für das Erreichen des Iterationsziels ist, daß die beiden den Aufweichungsfortschritt beschreibenden Regressionsfunktionen zu einem beliebigen Zeitpunkt Funktionswerte ergeben, deren Differenz innerhalb eines bestimmten Intervalls liegen müssen. Liegt die Dif-

ferenz der beiden Funktionswerte außerhalb dieses Intervalls, dann führt die Iteration zu einem der beiden extremen Ergebnisse; nämlich für den Fall, daß der Mindestbetrag unterschritten wird, zu einer Grenzkonzentration  $C_G/C_0 \sim 0$  oder für den Fall, daß der Höchstbetrag überschritten wird, zu einer Grenzkonzentration  $C_G/C_0 \sim 1$ . Der rechnerische effektive Diffusionskoeffizient  $D^*_{cal}$  bleibt für diese beiden Fälle unbestimmt.

Basisdaten der Methode 2 sind die Verläufe des Aufweichungsfortschritts aus Versuchen, die jeweils mit der gleichen Prüflüssigkeit durchgeführt wurden. Für diesen Fall wird die Konzentrationsverteilung in Abhängigkeit des effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*$  jeweils an dem Ort der Nadeleindringung  $E_1$  zur Zeit  $t_1$  und an dem Ort der Nadeleindringung  $E_2$  zur Zeit  $t_2$  berechnet (Abb. 3.38). Der Schnittpunkt der Graphen ergibt wiederum die gesuchten Größen des effektiven Diffusionskoeffizientens  $D^*_{cal}$  und der dazugehörigen Grenzkonzentration  $C_G$ .

Für den Fall, daß die Probengeometrie einen Einfluß auf die zeitliche Entwicklung der Konzentrationsverteilung hat, kann die Auswertung der Nadelversuche analog mit Hilfe des in ROGNER (1993) dargestellten theoretischen Lösungsansatzes durchgeführt werden.

### 3.7.4.3.3 Übertragbarkeit auf Dichtwände

Werden Prognosen zur Beständigkeit von Dichtmassen auf die Ergebnisse von modifizierten Lagerungsversuchen gestützt, bei denen durch einen regelmäßigen Austausch der Prüflüssigkeit für eine quasi konstante Randkonzentrationen  $C_0$  an der Probenoberfläche gesorgt wird, so liegen sie im allgemeinen auf der sicheren Seite. Ursache hierfür ist zum einen, daß die Randkonzentration  $C_0$  an einer Dichtwandoberfläche durch den Schadstoffeintrag zeitlich abnimmt, sofern kein ständiger konvektiver Nachschub von Schadstoffen zur Dichtwand hin besteht, und zum anderen, daß die retardierende Wirkung der in der Praxis häufig eingesetzten Inversionsströmung bei einer solchen Prognose nicht berücksichtigt ist.

Des Weiteren werden die in den Nadelversuchen beobachteten Aufweichungen als Versagenszustand des Dichtwandmaterials interpretiert, wobei sich diese Definition zunächst nur auf die Festigkeit des Dichtwandmaterials bezieht. Inwieweit dieser mechanische Versagenszustand auch die hydraulische Wirksamkeit beeinflusst, kann in sogenannten "Rekompressions-Durchlässigkeitsversuchen" untersucht werden. Hierfür wird der Probekörper nach Beendigung des Lagerungsversuchs, eventuell nach vorhergehender Zerkleinerung, so lange in der Prüflüssigkeit gelagert, bis von einer vollständigen Entfestigung und damit von einer vollständigen Umsetzung der reaktionsfähigen Bestandteile der Dichtwandmasse ausgegangen werden kann. Danach werden die suspendierten Feststoffpartikel mit Leitungswasser gespült, um spätere Kristallisationseffekte der Prüflüssigkeit im Probenmaterial und im Versuchsgerät ausschließen zu können. Die Restdurchlässigkeit des Probenmaterials wird anschließend mit einem Durchströmungsversuch in der Dreiaxialzelle ermittelt. Zur vorhergehenden Konsolidierung des Feststoffmaterials auf das ursprüngliche Probenvolumen wird zunächst über die Filtersteine ein Unterdruck aufgebaut. Während des Konsolidierungsvorgangs wird das Probenmaterial an der Mantelfläche gestützt. Nach Abschluß der Konsolidierungsphase wird die Stützkonstruktion entfernt, der Einbauwassergehalt des Probenmaterials bestimmt und der Durchlässigkeitsversuch zur Bestimmung der Restdurchlässigkeit gestartet. Die Berechtigung für diese Versuche ergibt sich bei Prüflüssigkeiten, die primär einen treibenden Angriff aus-

lösen, aufgrund der damit verbundenen Volumenexpansion des Dichtmassengefüges, die zwar im Versuch möglich ist, bei Dichtwänden durch die Erdstützung jedoch weitgehend behindert wird. An Dichtwandmassen, die primär einem lösenden Angriff ausgesetzt sind, kann die Restdurchlässigkeit ebenfalls nach dem oben beschriebenen Prinzip ermittelt werden. Allerdings kann diese Restdurchlässigkeit in situ vor Erreichen des Versagenszustandes zumindest temporär überschritten werden, wenn vor dem möglichen "Zusammenbruch" des Dichtmassengefüges aufgrund des lösenden Angriffs ein Zustand mit einem maximalen durchströmbareren Porenquerschnitt entstehen kann (ROGNER 1993).

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen nur als Orientierungswerte zur Substanzdurchlässigkeit, jedoch nicht als absolute Restdurchlässigkeiten verstanden werden, da sie im Labor unter idealen Bedingungen ermittelt werden. Trotzdem kann davon ausgegangen werden, daß das Probenmaterial in dem zugrunde gelegten Versagensfall nach wie vor eine hydraulische Sperre darstellen kann, allerdings mit geringerem Wirkungsgrad im Vergleich zum unbeeinflussten Zustand. Für verschiedene Einphasenmassen wurde die Restdurchlässigkeit von vollständig eluierten Dichtmassenproben mit leicht fallender Tendenz bei steigendem Feststoffgehalt zu  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s ermittelt (ROGNER 1993). Diese Angabe ist ausschließlich als Substanzdurchlässigkeit und nicht als Systemdurchlässigkeit zu verstehen.

Eine der wesentlichen Annahmen der bislang dargestellten Zusammenhänge war, daß der effektive Diffusionskoeffizient  $D^*$  unabhängig von Ort, Zeit und Konzentration ist. Diese Annahme geht unter anderem davon aus, daß das betrachtete Probenmaterial homogen aufgebaut ist. Diese Bedingung wird von den im Labor hergestellten Probekörpern allgemein erfüllt, nicht jedoch von in situ eingebauten Dichtwandmassen. Diese Massen neigen während der Herstellung der Schlitz- oder Schmalwandelemente und anschließend bis zur Entwicklung einer ausreichenden Eigenfestigkeit zur Penetration und zur Filtration. Dadurch bilden sich, abhängig von den hydraulischen und bodenmechanischen Randbedingungen einerseits sowie den Suspensionseigenschaften andererseits, Penetrationszonen und in die Dichtwand hineinwachsende feststoffreiche Filterkuchen aus (Abschnitt 2.3.4.6), die in der Regel zu einer Feststoffanreicherung und nicht zu einer Feststoffverarmung führen, wodurch in situ mit einer vergleichsweise erhöhten Resistenz zu rechnen ist.

#### 3.7.4.3.4 Hinweise zur Durchführung von Lagerungsversuchen

Nach vorliegenden Untersuchungsergebnissen sind Lagerungsversuche prinzipiell geeignet, die Basisdaten für eine Prognose der Beständigkeit von hydraulisch gebundenen Einphasen- und Schmalwanddichtmassen in einem chemischen Milieu zu liefern. Bei der Probenvorbereitung und der Versuchsdurchführung sollten allerdings bestimmte Randbedingungen eingehalten werden (ROGNER 1993):

- Probenherstellung

Nach Mischungsaufbereitung sind die Dichtmassensuspensionen in nach unten verschlossene PVC-Rohre mit einem Mindestdurchmesser  $d = 5$  cm und einer Mindestlänge  $l = 12$  cm überhöht abzufüllen, wobei die oberen 2 cm durch ein Klebeband gestützt werden. Nach einer Abbindezeit von 56 Tagen unter Wasser wird der überhöhte Bereich entfernt, um mögliche Veränderungen der späteren Beprobungsfläche infolge von Sedimentationen sowie der Wasserlagerung ausschließen zu können. Soll der Probekörper nicht einem einseitigen, sondern einem zweiseitigen chemischen Angriff ausgesetzt werden, muß auch die Abdeckung an der unteren Stirnfläche entfernt werden. Die

so präparierten zylindrischen Probekörper haben dann eine Mindestlänge von  $l = 10$  cm. Vor Beginn des eigentlichen Lagerungsversuchs sind die Nullmessungen mit der VICAT-Nadel durchzuführen.

- **Prüfbarkeit**  
Der Prüfbarkeitstyp sowie deren Ausgangskonzentration wird in der Regel nach projektspezifischen Kriterien festgelegt. Die Lagerungsversuche sollten auf jeden Fall mit einer Prüfbarkeit durchgeführt werden, in der die baustoffchemisch relevanten Ionen jeweils mindestens mit der in der geplanten Dichtwandtrasse angetroffenen Maximalkonzentration vertreten sind. Neben dieser Prüfbarkeit sind parallel Flüssigkeiten mit reduzierten Konzentrationen zu verwenden.
- **Durchführung modifizierter Lagerungsversuche**  
Die präparierten zylindrischen Probekörper werden nach einer Abbindezeit von 56 Tagen mit den PVC-Hülsen in die mit der Prüfbarkeit gefüllten Versuchsbehälter horizontal eingelegt, wobei entweder eine oder beide Stirnflächen des Probekörpers in Kontakt mit der Prüfbarkeit stehen. Auf die Einbettung der Probe in Sand sollte verzichtet werden, da die Messungen des Aufweichungsfortschritts mit der VICAT-Nadel beeinflusst werden könnten.  
Die Prüfbarkeit muß in regelmäßigen Abständen ausgetauscht werden. Als Austauschintervall wird zu Versuchsbeginn eine Woche vorgeschlagen. Nach längerer Versuchslaufzeit kann der Austausch monatlich erfolgen.
- **Untersuchung mit der VICAT-Nadel**  
Die Nadelungsintervalle richten sich primär nach dem zeitlichen Verlauf des Aufweichungsfortschritts (Abb. 3.37). Während des exponentiell abklingenden Aufweichungsfortschritts sind die Nadelungen alle 1 bis 2 Wochen durchzuführen. Stellt sich dieser exponentiell abklingende Aufweichungsfortschritt erst nach einer gewissen Einlagerungszeit ein, so kann das Untersuchungsintervall in der Anfangsphase auf 4 bis 6 Wochen verlängert werden. Pro Messung sollte jede beaufschlagte Probenstirnfläche mindestens dreimal mit der Vicat-Nadel untersucht werden. Da die Nadelungen die Dichtmassenkörper oberflächennah verletzen, sollte die wiederholte Nadelung an einer bereits untersuchten Stelle vermieden werden. Hierfür eignet sich eine Meßschablone, die auf die Stirnfläche aufgelegt wird und auf der bereits beprobte Zonen markiert sind. Für Langzeitbetrachtungen sollte außerdem von vorneherein eine ausreichende Anzahl von Parallelversuchen gestartet werden, die dann nacheinander für die Messungen verwendet werden können.  
Zusätzlich zu den Nadelungen und einer visuellen Begutachtung der Probenstirnflächen sollten die eingelagerten Probekörper vermessen und gewogen werden, um Volumen- und Gewichtsänderungen infolge des chemischen Angriffs zu erfassen.
- **Versuchslaufzeit**  
Die erforderliche Versuchslaufzeit für eine statistische Auswertung der Nadelergebnisse kann nicht allgemein angegeben werden, da sie wesentlich von dem eingesetzten Prüfbarkeitstyp und dessen Konzentration sowie der untersuchten Dichtwandmasse abhängt. Für hochkonzentrierte Prüfbarkeiten mit einem primär treibenden Angriff hat der zeitliche Aufweichungsfortschritt der Nadeleindringungen ab Versuchsbeginn einen exponentiell abklingenden Verlauf. Nach den derzeit vorliegenden Untersuchungsergebnissen ist für Lagerungsversuche mit diesen Prüfbarkeiten eine Auswertung bereits nach einer Versuchslaufzeit von ca. 250 Tagen möglich. Diese Versuchslaufzeit kann sich bei genügend kleinen Meßintervallen noch verkürzen.
- **Ergänzende Untersuchungen**  
Parallel zu den modifizierten Lagerungsversuchen sollten zumindest mit der maximal

konzentrierten Prüfflüssigkeit auch freie Lagerungsversuche durchgeführt werden. Allerdings dienen diese Versuche nicht zur quantitativen Beschreibung von Degenerationen, sondern primär zur Bestimmung von Volumenänderungen, die sich an den modifiziert eingelagerten Probekörpern nur eingeschränkt an deren Stirnflächen kontrollieren lassen. Des Weiteren kann eine visuelle Begutachtung der Probenoberflächen vorgenommen werden.

Die Austauschintervalle der Prüfflüssigkeiten sowie die Untersuchungsintervalle sind den modifizierten Lagerungsversuchen anzupassen.

#### **3.7.4.4 Ermittlung der Tortuosität T und der Retardation R**

Die den Aufweichungsprozeß auslösenden diffusiven Transportvorgänge können theoretisch beschrieben werden, wenn zum einen ein Berechnungsansatz für die vorhandenen Grenzbedingungen und zum anderen die Materialkennwerte bekannt sind, die den Transport maßgeblich beschreiben. Eine Entkoppelung des effektiven Diffusionskoeffizienten  $D^*$  in den Diffusionskoeffizienten  $D_0$ , die Tortuosität T und die Retardation R beziehungsweise in die sorptionsrelevanten Stoffparameter ist nur mit einer chemischen Analytik möglich, die speziell auf die Untersuchung von hydraulisch gebundenen Dichtwandmassen abgestimmt ist.

Der Diffusionskoeffizient  $D_0$  ist eine chemisch-physikalische Kenngröße, die nach den FICKschen Gesetzen (Abschnitt 3.7.2.2) den diffusen Transport in einem freien Flüssigkeitsraum beschreibt. Für die meisten wasserlöslichen Stoffe ist dieser Kennwert bekannt. Er hängt im wesentlichen von dem gelösten Stoff selbst, aber auch von der Temperatur sowie von der Viskosität des Trägerfluids ab. Für die im Baugrund normalerweise auftretenden Temperaturbereiche kann der Diffusionskoeffizient  $D_0$  als wenig veränderlich angesehen werden (SCHNEIDER & GÖTTNER 1989).

Die Stoffparameter Tortuosität T und Retardation R werden im Gegensatz zum Diffusionskoeffizienten  $D_0$  sowohl durch das Dichtungsmaterial als auch durch die Lösung beziehungsweise deren gegenseitige Wechselwirkungen beeinflusst. Zur experimentellen Bestimmung der Retardation R und der Tortuosität T von hydraulisch gebundenen Feststoffen stehen zur Zeit keine genormten oder gängigen Untersuchungsmethoden zur Verfügung. Zur Ermittlung dieser Kennwerte wird deshalb auf Versuchsmethoden zurückgegriffen, die ursprünglich zur Untersuchung anderer Materialien entwickelt wurden.

Die Bestimmung der Tortuosität T kann in Anlehnung an eine von der amerikanischen Umweltbehörde US EPA (1980) vorgeschlagene Methode durchgeführt werden. Diese Methode basiert auf der Norm ANSI/ANS-16.1 der AMERICAN NUCLEAR SOCIETY, die ursprünglich für die Beurteilung von verfestigten radioaktiven Abfällen entwickelt wurde. Hiernach wird ein schadstoffhaltiger Probekörper mit bekannter Größe und Oberfläche in Wasser gelagert, das nach einem vorgegebenen Zeitschema mehrfach ausgetauscht und auf den Schadstoffgehalt analysiert wird.

Um mit einem solchen Diffusionsversuch die Tortuosität T von hydraulisch gebundenen Dichtmassen zu bestimmen, muß dem Anmachwasser bereits bei der Mischungsherstellung eine Chemikalie zugegeben werden, die Tracereigenschaften aufweist, also während des gesamten Untersuchungszeitraums nicht mit den Dichtmassenbestandteilen reagiert. Bei der

Bestimmung der Tortuosität  $T$  von Böden wird diese Bedingung in der Regel von der Chemikalie Lithiumbromid ( $\text{LiBr}$ ) erfüllt. Bei Einsatz dieses Diffusionstracers für Bodenuntersuchungen kann sowohl das  $\text{Li}^+$ -Ion als auch das  $\text{Br}^-$ -Ion zur Bestimmung der Tortuosität  $T$  herangezogen werden. Untersuchungen von WIENBERG (1992) haben allerdings gezeigt, daß die  $\text{Li}^+$ -Ionen bei hydraulisch gebundenen Feststoffen schwerlösliche Carbonate bilden und auch die  $\text{Br}^-$ -Ionen, unter anderem durch die Bildung von FRIEDELschen Salzen, die Messungen beeinflussen können. Nach WIENBERG (1992) kann das  $\text{Br}^-$ -Ion dennoch zur Bestimmung der Tortuosität  $T$  herangezogen werden, da im Versuch meist nur ein Teil der  $\text{Br}^-$ -Ionen schwerlöslich gebunden werden und der ungebundene Teil aus der Massenbilanz errechnet werden kann. Durch Reduktion der Ausgangsmenge auf diesen ungebundenen und somit mobilen Teil lassen sich aus dem  $\text{Br}^-$ -Diffusionsversuch plausible Beträge für die Tortuosität  $T$  berechnen.

Zur Bestimmung der Tortuosität  $T$  werden die Dichtmassen labormäßig aufbereitet (Abschnitt 3.4.2), wobei dem Anmachwasser nun jedoch der Diffusionstracer Lithiumbromid zugegeben wird. Nach Mischungsherstellung werden die Dichtmassen in Kunststoffringe abgefüllt und in feuchter Umgebung gelagert. Die übliche Lagerung der Probekörper in Wasser ist hier nicht möglich, da der Diffusionstracer sonst bereits während der Abbindephase aus dem Probekörper entweichen würde. Nach Hydratationszeiten von z. B. 56 Tagen werden die Probekörper in ein Drahtbügelglas gestellt, in dem der Probekörper allseitig von entionisiertem Wasser umgeben ist.

Nach bestimmten Intervallen werden die Probekörper jeweils in ein neues, mit entionisiertem Wasser gefülltes Drahtbügelglas umgesetzt und die  $\text{Br}^-$ -Ionenkonzentration in den Lösungen, z. B. mit Hilfe einer Bromid- und einer dazugehörenden Bezugselektrode, gemessen. Ergebnis der Messungen ist eine Konzentrationsverteilung des  $\text{Br}^-$ -Ions in der Lösung, die den Probekörper umgibt. Mittels dieser Konzentrationsverteilung kann durch eine indirekte Parameterbestimmung zunächst der sogenannte unkorrigierte Gesteinsdiffusionskoeffizient  $D'$  bestimmt werden. Für diesen ersten Berechnungsschritt wird vereinfachend davon ausgegangen, daß die gesamte in die Dichtmasse eingemischte Bromidmenge auch ausgetragen werden kann. Der Diffusionskoeffizient  $D'$  setzt sich aus dem Diffusionskoeffizienten von Brom in reinem Wasser  $D_0(\text{Br})$  und der Tortuosität  $T$  zusammen (Abschnitt 3.7.2.2 und Abb. 3.31):

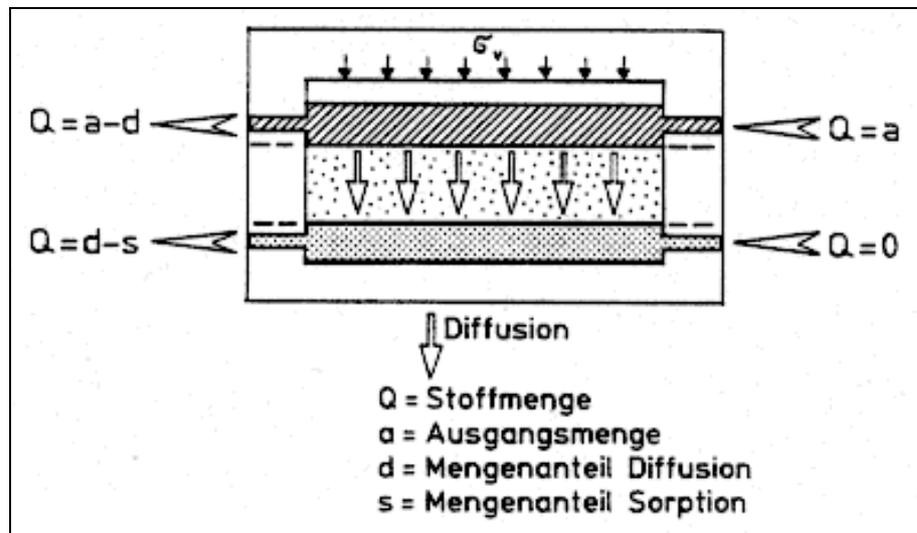
$$D' = \frac{D_0(\text{Br})}{T}$$

mit:  $D_0(\text{Br}) = 2,08 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  bei  $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Ausgehend von der zeitlichen Entwicklung der gemessenen Bromidkonzentration wird über eine Regressionsanalyse die maximal zu erwartende Substanzmenge  $m$ , die aus dem Probekörper ausdiffundieren kann, prognostiziert. Dieser gegenüber der ursprünglichen Ausgangskonzentration korrigierte Plateau-Wert wird als neue Ausgangsmenge für eine zweite indirekte Parameterbestimmung herangezogen. Ergebnis dieser zweiten Berechnung ist der korrigierte Gesteinsdiffusionskoeffizient  $D'_{\text{kor}}$ . In ROGNER (1993) werden die Tortuositäten  $T$  von vier Dichtwandmassen mitgeteilt, die nach dieser Methode bestimmt wurden.

Ein weiteres Verfahren zur Bestimmung der Retardation  $R$  und der Tortuosität  $T$  eines Dichtungsmaterials wurde von FINSTERWALDER & MANN (1990) entwickelt. Mit der in Abb. 3.39

schematisch dargestellten Versuchsanlage wurden bisher jedoch nur Versuche mit einem Bentonit-Sand-Gemisch für mineralische Dichtungskomponenten einer Basisabdichtung durchgeführt (JESSBERGER et al. 1993).



**Abb. 3.39 DKS-Permeameter zur Bestimmung der Tortuosität  $T$  und der Retardation  $R$  (FINSTERWALDER & MANN 1990)**

Zur Bestimmung der Kennwerte wird zwischen den Probenoberflächen ein konstantes Konzentrationsgefälle erzeugt, indem die obere Filterkammer mit einer definierten konzentrierten Prüflüssigkeit und die untere Filterkammer mit destilliertem Wasser durchströmt wird. Der durch den Probekörper verursachte diffusive Stofftransport wird durch kontinuierliche chemische Analysen beider Flüssigkeiten erfaßt.

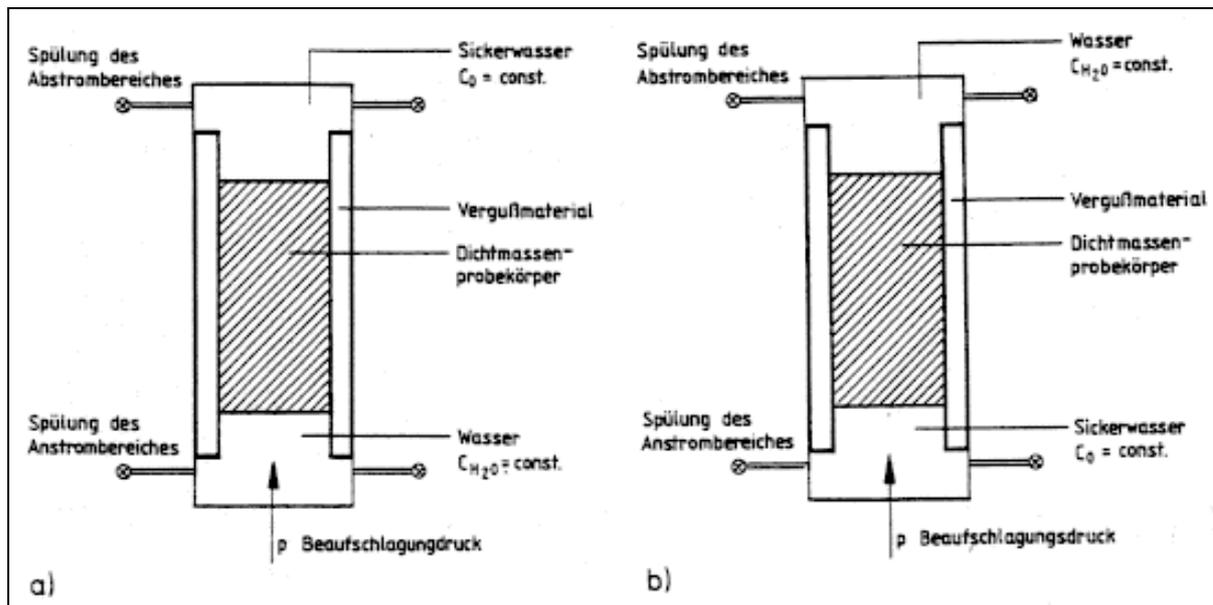
Da sich die Kennwerte  $R$  und  $T$ , die den diffusiven Transport maßgeblich bestimmen, in ihrer Wirkungsweise überlagern, können die Parameter nicht unmittelbar aus den gemessenen Konzentrationsverläufen in den Flüssigkeiten ermittelt werden. Vielmehr erfolgt die Bestimmung mit Hilfe von analytischen Lösungen durch Kurvenanpassung (Methode der indirekten Parameterbestimmung; FINSTERWALDER & MANN 1990; SCHNEIDER & GÖTTNER 1990).

Mit den transportbestimmenden Kennwerten und Vergleichsrechnungen zum Emissionsverhalten ist es möglich, aus mehreren projektspezifisch untersuchten Dichtmassen eine entsprechende Auswahl zu treffen. Voraussetzung ist allerdings die Beständigkeit des Dichtungsmaterials, die den Ansatz der Kennwerte rechtfertigt (FINSTERWALDER & MANN 1990).

### 3.7.4.5 Überlagerung diffusiver und konvektiver Transportvorgänge im Laborversuch

Diffusive Transportvorgänge können durch konvektive Transportmechanismen entweder gleich- oder entgegengerichtet überlagert sein (Abschnitt 3.7.2.3). Mit Hilfe der in Abb. 3.40 schematisch dargestellten Versuchsanlagen können diese Überlagerungen untersucht werden. Wesentlich ist hierbei, daß mit Hilfe dieser Versuchsanlagen auch Aufweichungen des Probekörpers erkannt werden, die bei Einsatz der Dreiaxialtechnik wegen des von außen wirkenden Zeldrucks nicht erfaßt werden können. Des weiteren ermöglicht der Versuchsaufbau, über die gesamte Versuchsdauer ein konstantes Konzentrationsgefälle zwischen den freien Pro-

benoberflächen aufrechtzuerhalten, indem die Flüssigkeiten in der oberen und der unteren Filterkammer kontinuierlich ausgetauscht werden.



**Abb. 3.40** Schematische Darstellung der Versuchsanlagen zur Simulation der Überlagerung verschiedener Transportmechanismen

Im Falle der entgegengerichtet wirksamen Transportmechanismen (Inversionsströmung, Abb. 3.40a) ist die obere Filterkammer mit konzentrierter Prüfflüssigkeit, die untere mit Wasser gefüllt. Entgegen dem somit nach unten gerichteten Konzentrationsgefälle wird durch einen entsprechend eingestellten hydraulischen Gradienten eine konvektive Strömung erzeugt. Zur Simulation der im "worst-case"-Fall gleichgerichteten Transportvorgänge wird die obere Filterkammer mit Wasser und die untere mit Prüfflüssigkeit gefüllt (Abb. 3.40b). Der Schadstoffeintrag in den Probekörper erfolgt nun von unten über die gleichgerichteten hydraulischen und chemischen Gradienten.

Während der Versuche kann die zeitliche Entwicklung einer möglichen Aufweichung des Probekörpers, z. B. durch VICAT-Nadelungen, erfaßt werden. Mit Hilfe dieser Messungen sind zum einen Aussagen über den Einfluß der Konvektion auf den zeitlichen Fortschritt der Probendegeneration möglich. Zum anderen können diese Messungen im Vergleich zu den Ergebnissen der reinen Diffusionsversuche (Abb. 3.34) zur Beständigkeitsprognose herangezogen werden.

### 3.8 Bemessungssickerwasser

Zur Beurteilung der chemischen Beständigkeit sind projektspezifische Bemessungssickerwässer erforderlich. Grundsätzlich kann es sich hierbei um tatsächlich auftretende Deponiesickerwässer oder aber um synthetische Sickerwässer (Prüfflüssigkeiten) handeln. Für die Festlegung der Zusammensetzung von Prüfflüssigkeiten empfiehlt der Arbeitskreis GDA (1993), daß für jeden Schadstoff die höchsten nachgewiesenen Konzentrationen zu berücksichtigen sind.

Da die Löslichkeit der Schadstoffe jedoch von den Milieubedingungen, insbesondere dem pH-Wert, abhängig ist und diese sich bei einem Kontakt mit dem Dichtmassenprobekörper zumindest lokal, nämlich an den Kontaktflächen Probekörper-Prüf Flüssigkeit, stark ändern können, kann sich im Bereich der Kontaktflächen durch Ausfällungen eine Art Schutzschicht bilden, die den Schadstoffeintrag in den Probekörper zusätzlich retardierte. Daher sollten speziell bei der Anwendung hochkonzentrierter Prüf Flüssigkeiten Parallelversuche mit reduzierten Konzentrationen durchgeführt werden (ROGNER 1993).

In der Tabelle 3.6 sind beispielhaft einige für unterschiedliche Deponiestandorte entwickelte und für Langzeituntersuchungen eingesetzte Rezepturen synthetischer Sickerwässer aufgeführt.

Es erscheint zweckmäßig, die Prüf Flüssigkeiten auf der Basis der verfügbaren Analyseergebnisse durch einen baustoffchemischen Sachverständigen projektspezifisch festlegen zu lassen. Nach bestehenden Erfahrungen kann es hierbei sinnvoll sein, mehrere Prüf Flüssigkeiten vorzusehen und die entsprechenden Dichtmassenuntersuchungen hiermit durchzuführen.

## 3.9 Anforderungen an Dichtmassen und Bauausführung

### 3.9.1 Richtwerte für suspensionsrheologische und abdichtungstechnische Kennwerte

Für die Sicherung von Altlasten mit Schlitz- und Schmalwänden liegen zur Zeit keine Richtlinien und Empfehlungen vor, in denen sämtliche rheologischen und abdichtungstechnischen Anforderungen an Dichtmassen festgelegt sind. Hierzu ist derzeit auf einzelne Angaben aus der Literatur beziehungsweise auf Erfahrungswerte aus der Baupraxis zurückzugreifen.

Zu den Kennwerten, die qualitativ die rheologischen Eigenschaften der frischen Suspension beschreiben, gehören unter anderem die Wichte  $\gamma$ , die Fließgrenze  $\tau_{0F}$  und die Auslaufzeit  $t_M$  aus dem MARSH-Trichter. Die Bestimmung dieser Parameter ist in Abschnitt 3.4.5 beschrieben. Aufgrund des Herstellungsverfahrens stehen diese Parameter primär bei den Schlitzwänden im Vordergrund, da sie unter anderem die Verarbeitungsfähigkeit der Dichtmasse charakterisieren. Bei Schmalwänden sind die Anforderungen an die Suspensionsrheologie systembedingt geringer. Hier sind primär die Suspensionseigenschaften während des Einbringens und des Ziehens des Verdrängungskörpers sowie während der Herstellung der Überschneidungen der einzelnen Stiche von Interesse.

Für die Parameter Wichte  $\gamma$  und Auslaufzeit  $t_M$  aus dem MARSH-Trichter, die qualitativ die Viskosität der Suspension beschreiben, sind von JESSBERGER (1985) Erfahrungswerte für Bentonitsuspensionen und für Bentonit-Zementsuspensionen (Dichtwandsuspensionen) veröffentlicht worden (Tabelle 3.7). Dabei wurden Rezepturen mit Natriumbentoniten und aktivierten Calciumbentoniten berücksichtigt. Bei Schmalwänden wird in den GDA (1993) eine Wichte von mindestens  $15 \text{ kN/m}^3$  gefordert. Für Zweitmassen wird empfohlen, daß ihre Wichte mindestens  $5 \text{ kN/m}^3$  über der Wichte der auszutauschenden Stützsuspension (WEISS & WINTER 1985) beziehungsweise mindestens bei  $18 \text{ kN/m}^3$  liegt (DVWK 1990).

Tabelle 3.6 Rezepturen synthetischer Sickerwässer für verschiedene Deponiestandorte (WIENBERG 1989)

	Sickerwasserrezepturen synthetischer Sickerwässer für verschiedene Deponiestandorte															
	Bielefeld				Georgswerder		Malsch				Spremlingen		Münchehagen			
	basisch		sauer		mval	mg/l	I		II		mval	mg/l	I		II	
	mval	mg/l	mval	mg/l			mval	mg/l	mval	mg/l			mval	mg/l	mval	mg/l
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	40	1920	20	960	2	96	5	250	305	14650	806	38683	200	9600	10	480
Cl <sup>-</sup>	20	710	20	710	80	2840	42	1500	2817	100000	1131	40164	700	24850	1240	44020
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>											15	1007				
CH <sub>3</sub> COOH-			10	590	300	18000							300	17700		
Anionen	60		50		382		47		3122		1952		1200		1250	
NH <sub>4</sub>	10	180	2	36	50	900	20	350	666	12000	18	293	150	2700	50	900
Na <sup>+</sup>	70	1610	12	276	270	6210	k. A.		k. A.		1604	36920	810	18630	80	1840
K <sup>+</sup>	10	390	1	39	10	390	k. A.		k. A.				50	1950	10	390
Mg <sup>++</sup>			10	121	20	242	18	220			278	3390	30	365	50	610
Ca <sup>++</sup>			10	200			20	410			52	1047	10	200	300	6000
Fe <sup>++</sup>			5	140											600	16750
Zn <sup>++</sup>					2	56									60	1950
Kationen	90		40		352						1952		1050		1150	
Glycin			5	375	50	3750										
Salicylsäure			1	138	7	957										
Phenol																
Dichlormethan	1	85	1	85					3,7	350						
1,1,1-Trichlorethen	1	134	1	131					0,6	50						
Toluol	1	92	1	92					0,12	10						
NaN <sub>2</sub>	0,15	8	0,15	8	0,15	8							0,15	8		

k. A.: keine Angaben

Tabelle 3.6 Rezepturen synthetischer Sickerwässer (Prüfflüssigkeiten) für verschiedene Deponiestandorte (WIENBERG 1989)

	Wichte $\gamma$	Auslaufzeit $t_M$
	$\text{kN/m}^3$	s
Bentonitsuspension	-	30 - 35
Bentonit-Zementsuspension	> 12	40 - 45

**Tabelle 3.7** Suspensionsspezifische Erfahrungswerte aus der Baupraxis für Bentonit- und Bentonit-Zementsuspensionen (JESSBERGER 1985)

Die Fließgrenze  $tao_F$  von Einphasensuspensionen ist einerseits nach unten zu begrenzen, um die innere Standsicherheit des Schlitzes sicherzustellen. In den Erläuterungen zur DIN 4126 sind in Abhängigkeit der Bodenart Mindestfließgrenzen  $min\ tao_F$  während der Aushubarbeiten angegeben, um die innere Standsicherheit des Schlitzes, das heißt die Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen, nachzuweisen (Abschnitt 3.6.1.3). Andererseits ist die Fließgrenze nach oben einzuschränken, um das Durchfahren der Dichtmasse mit dem Grabwerkzeug beziehungsweise deren Pumpfähigkeit zu gewährleisten. Nach Erfahrungswerten aus der Baupraxis (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1987 und 1988a) sind Einphasensuspensionen noch verarbeitbar, wenn die Fließgrenze unterhalb von  $tao_F = 80\ \text{N/m}^2$  liegt. Bei höheren Fließgrenzen als  $tao_F = 150\ \text{N/m}^2$  lassen sich die Lamellen nur noch unter Schwierigkeiten abteufen.

Für Zweiphasen-Schlitzwände wird an die eigentliche Dichtmasse (Zweitmasse) für den Einbau die Anforderung der Pumpfähigkeit gestellt. Massen mit einer Fließgrenze  $tao_F$  im Bereich von  $300\ \text{N/m}^2$  bis  $400\ \text{N/m}^2$  gelten nach Erfahrungswerten noch als ausreichend pumpfähig.

Ein weiterer suspensionsspezifischer Kennwert ist die Filtratwasserabgabe  $f$ , die mit dem Filterabpreßversuch nach DIN 4127 bestimmt wird (Abschnitt 3.4.5.4). Dabei wird die Wasserabgabe der Suspension durch eine Fläche vorgegebener Porosität infolge eines auf die Suspension wirkenden Drucks gemessen. JESSBERGER (1985) gibt als Grenzwert für Natrium- oder Calciumbentonit-Suspensionen (Stützsuspensionen) eine Filtratwasserabgabe von höchstens  $15\ \text{ml}$  ( $\pm 30\%$ ) an. Bei Bentonit-Zementsuspensionen liegt der obere Grenzwert zwischen  $100\ \text{ml}$  und  $130\ \text{ml}$ .

Bei frischen Dicht Suspensionen können Sedimentationseffekte auftreten (Abschnitt 2.3.4.2). Dabei handelt es sich um vertikale Feststoffverlagerungen, die in der Regel mit einem Absondern von Wasser an der Oberfläche der Dichtmasse verbunden sind. Um nachteiligen Folgen für die Dichtwand entgegenzuwirken, sind in der Literatur Grenzwerte für das Absetzmaß angegeben. Nach den EAU (1990) soll das Absetzmaß nicht mehr als  $3\%$  betragen. Ein Absetzmaß von weniger als  $1\%$  fordert JEFFERIS (1981).

Ein wesentliches Bewertungskriterium für fertiggestellte Dichtungssysteme ist die Durchlässigkeit  $k$  der abgebundenen Dichtmassen, die sogenannte Substanzdurchlässigkeit. Für vertikale Dichtungselemente zur Sicherung von Altlasten existieren bisher keine Grenzwerte für den Durchlässigkeitsbeiwert, wie sie beispielsweise für mineralische Oberflächenabdeckungs-

und Basisabdichtungssysteme in der TA Abfall (1991), der TA Siedlungsabfall (1993) beziehungsweise in den entsprechenden Richtlinien der Bundesländer festgelegt wurden.

In der DIN 18130, Teil 1, werden Böden mit einer Durchlässigkeit nach DARCY von  $k_f \leq 5 \cdot 10^{-8}$  m/s als "sehr schwach durchlässig" charakterisiert. Einen Durchlässigkeitsbeiwert von  $k \leq 5 \cdot 10^{-8}$  m/s fordert die EAU (1990) auch für konventionelle Dichtmassen zur bautechnischen Abdichtung gegen Grundwasser. Die Durchlässigkeit soll im Labor an 28 Tage alten Proben bei einem hydraulischen Gradienten von  $i = 30$  bestimmt werden. Das Anforderungsprofil für die ersten ausgeführten Einkapselungsmaßnahmen wurde an dem genannten Grenzwert orientiert.

Zur Sicherung von Altlasten wurden die maximal zulässigen Durchlässigkeiten, die jeweils projektbezogen festgelegt werden, mit dem Ziel erhöhter hydraulischer Wirksamkeit des Dichtungssystems jedoch mehr und mehr reduziert. Damit soll insbesondere die konvektive Schadstoffmigration (Abschnitt 3.7.2.1) begrenzt werden. MESECK (1987) hat für verschiedene Bentonit-Bindemittelsuspensionen die in Laborversuchen erreichten Durchlässigkeitsbeiwerte angegeben. Diese entwickelten sich während der Versuchslaufzeit bis auf einen Bereich zwischen  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s und  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s zurück. Mit hochfeststoffreichen Dichtmassen lassen sich im Laborversuch Durchlässigkeiten deutlich unterhalb von  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s erreichen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1987 und 1988a).

Da, wie erwähnt, bisher für Dichtungsschlitzwände keine allgemein gültigen Grenzwerte für den Durchlässigkeitsbeiwert festgelegt sind, kann in Orientierung an die TA Abfall (1991) beziehungsweise TA Siedlungsabfall (1993) der dort vorgegebene Grenzwert für mineralische Oberflächenabdeckungs- und Basisabdichtungssysteme von  $k = 5 \cdot 10^{-10}$  m/s (zu bestimmen nach DIN 18130, Teil 1) als zulässiger Höchstwert für die Substanzdurchlässigkeit im Labor herangezogen werden.

Die Systemdurchlässigkeit, das heißt die Durchlässigkeit des gesamten Dichtungssystems, wird ebenfalls projektbezogen festgelegt. Erfahrungsgemäß können die in situ erreichbaren Durchlässigkeiten ca. eine Zehnerpotenz über den Werten liegen, die an Laborproben abgebundener Dichtmassen bestimmt werden. Damit müßten in situ Durchlässigkeiten der Dichtungssysteme von  $k \leq 5 \cdot 10^{-9}$  m/s erreicht werden, wenn wiederum der Grenzwert der TA Abfall (1991) auch für die Sicherung von Altlasten herangezogen würde. Untersuchungen in Testschächten und Brunnen an bereits ausgeführten Sicherungsmaßnahmen (Deponie Dreieich-Buchschlag, SAD Gerolsheim) bestätigen, daß diese Größenordnungen für die Systemdurchlässigkeit auch bei Einphasensystemen und größeren Tiefen (BLINDE et al. 1985, MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990) erreichbar sind. Gleiches gilt auch für die Systemdurchlässigkeit abdichtender Schmalwandssysteme (RADL & KIEFL 1987, HEIL & MÖLLER 1992). Die stets bei Dichtwandmaßnahmen zu beobachtende Differenz zwischen der Systemdurchlässigkeit und der im Labor bestimmten Substanzdurchlässigkeit lassen sich anscheinend unter anderem auf Desintegritäten, die z. B. durch Fissuren sowie Feststoffverlagerungen bedingt sein können, zurückführen.

Für Untersuchungen zur chemischen Beständigkeit der Dichtmassen existieren in den zur Zeit gültigen Richtlinien und Empfehlungen keine standardisierten Prüf- und Auswertmethoden. Somit können auch keine diesbezüglichen Richtwerte angegeben werden. Versuchs- und

Auswertverfahren zum Nachweis einer ausreichenden chemischen Resistenz von Dichtwänden sind in Abschnitt 3.7.4 beschrieben.

Eine weitere Forderung besteht in der Erosions- und Suffosionsbeständigkeit der Abdichtungsmaterialien. Unter Erosion wird die Umlagerung und der Transport nahezu aller Kornfraktionen eines Bodens infolge von Strömungskräften verstanden. Dabei wird zwischen äußerer, innerer sowie Kontakterosion unterschieden. Bei der äußeren Erosion überwindet die Schleppspannung des strömenden Wassers die rückhaltenden Kräfte der Feststoffteilchen an der Grenzfläche zwischen Feststoff und Wasser, und die Feststoffteilchen werden mit der Wasserströmung abtransportiert. Unter innerer Erosion wird die Ausbildung von Hohlräumen, sogenannten Erosionskanälen, verstanden. Die Kontakterosion schließlich ist die Verlagerung abgelöster Dichtmassenpartikel an der Grenzfläche zum Boden. Demgegenüber werden bei der Suffosion nur die feinkörnigen Bestandteile einer Kornmatrix verlagert, während das grobkörnige Korngerüst erhalten bleibt. Auch hier wird in Analogie zur Erosion zwischen der äußeren, der inneren und der Kontaktsuffosion unterschieden. Bei kleinen Gradienten gehen von der Erosion und der Suffosion keine Gefährdungen für die Dichtwand aus. Selbst bei hohen Gradienten sind die Suffosion und die Kontakterosion nur in Sonderfällen möglich. Diese Mechanismen treten in solchen Fällen jedoch meistens im Boden auf, in den die Wand einbindet.

Für hohe Gradienten haben DÜLLMANN & HEITFELD (1982) Untersuchungen zur Erosionsbeständigkeit (innere Erosion und Kontakterosion) von Dichtmassen für Einphasendichtungsschlitzwände und Dichtungsschmalwände durchgeführt. Abgebundene Dichtmassen wurden dann als erosionsstabil charakterisiert, wenn ihre Endfestigkeit mindestens so groß war, daß Feststoffe nicht durch den Strömungsdruck gelöst und mit der flüssigen Phase abtransportiert wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Tabelle 3.8 zusammengestellt.

In den Merkblättern zur Wasserwirtschaft (DVWK 1990) wird der hydraulische Gradient für dauerhafte Abdichtungen aus Schlitz- und Schmalwänden begrenzt. Parallel dazu wird ein Mindestwert für die einaxiale Druckfestigkeit angegeben. In der Tabelle 3.9 sind die oberen Grenzwerte für den hydraulischen Gradienten  $i$  und die Mindestwerte für die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  entsprechend den genannten Empfehlungen zusammengestellt (DVWK 1990).

Boden, zu dem die Dichtwandmasse Kontakt hat	Hydraulischer Gradient $i$	Mindestwert der einaxialen Druckfestigkeit, damit Erosionsstabilität gewährleistet ist $q_u$
	-	MN/m <sup>2</sup>
Fein- bis Mittelsand	50	> 0,08
	70	> 0,17
sandiger Kies	25	> 0,10
	70	> 0,28

**Tabelle 3.8 Ergebnisse von Untersuchungen zur Erosionsbeständigkeit von Dichtmassen für Schlitz- und Schmalwände (DÜLLMANN & HEITFELD 1982)**

Bauverfahren		Oberer Grenzwert für den hydraulischen Gradienten $i$	Mindestwert für die einaxiale Druckfestigkeit $q_u$
		-	MN/m <sup>2</sup>
Schlitzwandtechnik	Zweiphasensystem (Zweitmasse <sup>*</sup> )	150	keine Angaben
	Einphasensystem	50	keine Angaben <sup>**</sup>
Schmalwandtechnik		100	0,3

<sup>\*</sup> Mineralische Dichtmasse mit gut abgestuftem Kornaufbau und mindestens 100 kg/m<sup>3</sup> Hochofenzement (HOZ). Für Beton nach DIN 1045 als Zweitmasse ist die Erosionssicherheit immer gegeben.

<sup>\*\*</sup> Hinweis: Erosionssicherheit steigt mit der Festigkeit  $q_u$ , das heißt mit dem Bindemittelanteil des Dichtwandbaustoffes

**Tabelle 3.9 Oberer Grenzwert für den hydraulischen Gradienten  $i$  und Mindestwert für die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  zur Beurteilung der Erosionssicherheit (DVWK 1990)**

Die EAU (1990) fordern im Hinblick auf die Erosionssicherheit für Einphasen-Dichtmassen eine einaxiale Druckfestigkeit von 0,2 MN/m<sup>2</sup> bis 0,3 MN/m<sup>2</sup>. Das hydraulische Gefälle  $i$  soll maximal 20 betragen. Bei Dichtungsschmalwänden sollte zum Schutz gegen Erosionsgefährdung ein hydraulisches Gefälle von  $i = 40$  nicht überschritten werden. Der im Vergleich zu Einphasen-Schlitzwänden höhere Wert ergibt sich aus dem höheren Feststoffgehalt der Dichtmassen für Schmalwände.

Ergänzend ist der sogenannte Pinhole-Test nach SHERARD et al. (1976) sinnvoll, um für den Fall eventueller Fissuren der Wand nachzuweisen, daß die dann meist turbulente Strömung den bestehenden Hohlraum nicht aufweiten kann. Eine abgebundene Dichtmassenprobe (Abb. 3.41) wird hierzu mit einem sogenannten Pinhole als Prüfkanal versehen, der mit verschiedenen projektspezifisch zu bemessenden Gradienten durchströmt wird. Anhand der Durchströmungsraten und gegebenenfalls der Trübung des Durchströmungswassers im Meßzylinder sowie durch Begutachtung der Proben nach Versuchsende zeigt sich, ob das Dichtmaterial unter den gegebenen Versuchsbedingungen erosionsstabil ist.

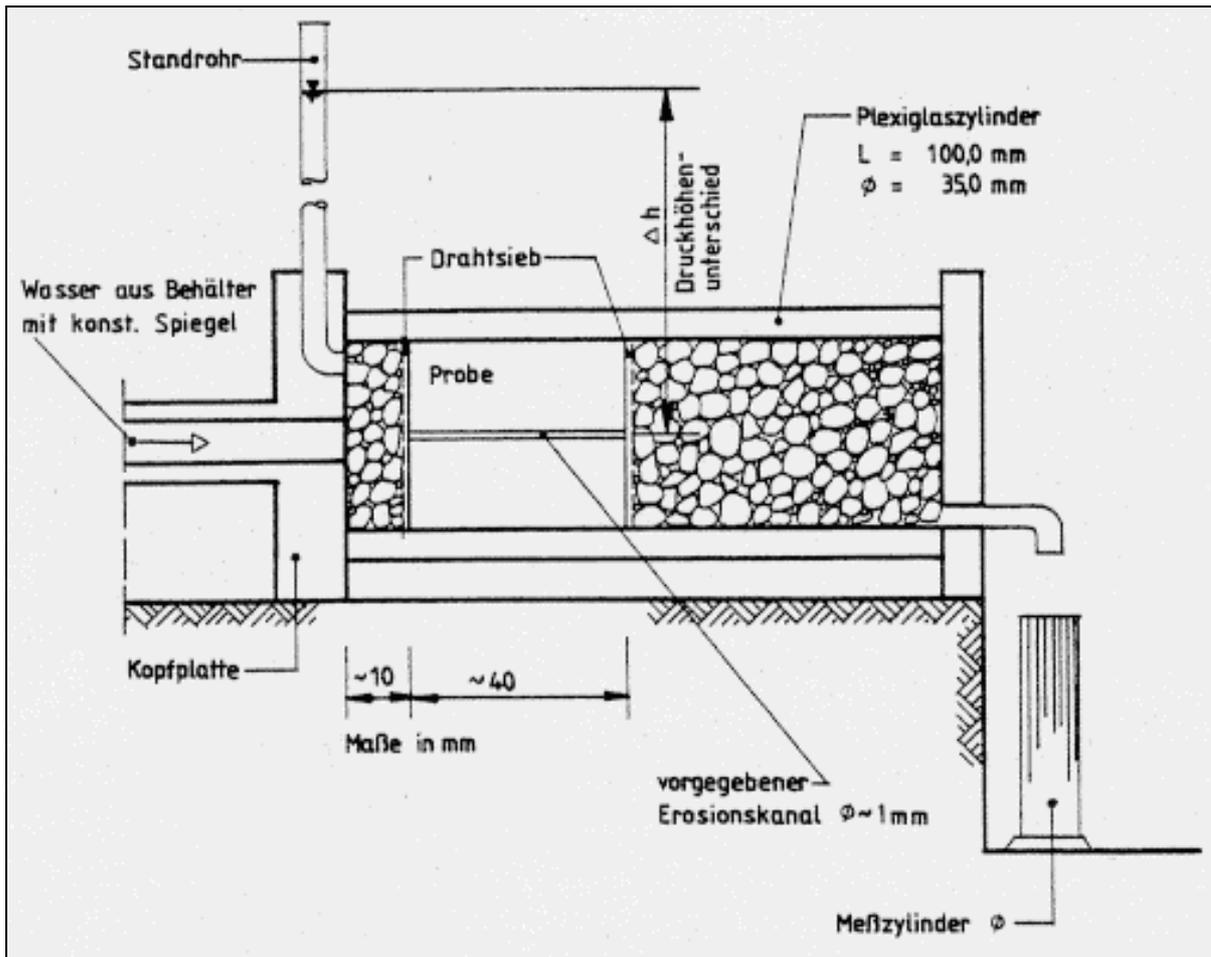


Abb. 3.41 Darstellung des Versuchsprinzips für den Pinhole-Test nach SHERARD et al. (1976)

### 3.9.2 Ausführungshinweise

Anforderungen an die Ausführung von Dichtwänden zur Umschließung von Altlasten sind unter anderem in den Empfehlungen E 4-1 des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" (GDA 1993) enthalten, die im folgenden zusammengefaßt werden.

Eine wesentliche Forderung ist die Einbindung der vertikalen Dichtung in eine unterhalb der Altlast liegende genügend dichte Bodenschicht, so daß ein ausreichender, vor allem hydraulisch wirksamer Dichtungsanschluß gewährleistet ist. Die Einbindetiefe ist im Entwurf des Dichtungssystems projektbezogen festzulegen.

Die Mindestbreite einer Schlitzwand beträgt 0,60 m. Für den Bereich der Lamellenüberschnitte ist eine maximale Abweichung der fertigen Wand, die zwei Drittel der Schlitzwandbreite entspricht, einzuhalten. Die Vertikalität der Lamellen ist durch Lotung mit 2 Meßstellen an den Greiferschalen oder durch Inklinometermessung nachzuweisen. Dabei wird pro Element eine Messung gefordert. DIN 4126 gibt als zulässige Meßabweichung von der Vertikalen  $\pm 1,5\%$  der Wandtiefe oder  $\pm 10$  cm an. Bei der Schmalwandherstellung wird die Vertikalität mittels Inklinometermessung am Mäkler und durch Kontrolle mittels einer Wasserwaage am Verdrängungskörper überprüft.

Ogleich zur Systemdurchlässigkeit sowie zur Beständigkeit des Dichtungssystems zur Zeit keine allgemeingültigen Anforderungen beziehungsweise Richt- oder Grenzwerte existieren, wird eine abschließende Systemprüfung gefordert. Nach Vollendung der Gesamtmaßnahme wird dazu der Wasserspiegel im Dichtungstopf, das heißt im Bereich der umschlossenen Altlast und bei Kammersystemen in den einzelnen Kammern, gegenüber dem äußeren Grundwasserspiegel abgesenkt. Über die dann zur Aufrechterhaltung der inneren Absenkung erforderliche Pumpmenge oder über den Wiederanstieg des Innenwasserspiegels nach dem Ende der Absenkung läßt sich die Systemdurchlässigkeit ermitteln. Werden bei Schlitzwänden besondere Versuchskästen hergestellt, können hier bereits vorab Prüfungen dieser Art erfolgen (Abschnitt 4.4).

Projektbezogen sind der vorgenannte allgemeine Anforderungskatalog an ein Dichtsystem sowie die Anforderungen an die fertiggestellte Dichtwand zu präzisieren und zu ergänzen. Insbesondere sind folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- das Deformationsverhalten,
- die Einbindetiefe der Wand in die natürliche Basisabdichtung,
- die Überschnitte und die Vertikalität der einzelnen Dichtungselemente,
- die Dichtwandbreite sowie
- die Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse.

Die Verformungsfähigkeit der Dichtwand stellt einen wesentlichen Parameter dar. Aus der Absenkung des Innenwasserspiegels im Dichtungstopf beziehungsweise in den Kammern bei zweischaligen Bauweisen sowie aus hohen Grundwasserständen oder Überschüttungen können Zusatzbelastungen resultieren, die die Dichtwand statisch beanspruchen und damit verformen können (Abschnitt 3.6.2). Diese Deformationen sowie Beanspruchungen müssen von der Dichtwand aufgenommen werden können, ohne daß es zum Bruch beziehungsweise zur Veränderung der hydraulischen Eigenschaften des Dichtungssystems kommt. Hierzu sind projektbezogene Anforderungen an das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwand zu stellen. Die zugehörigen Standsicherheits- beziehungsweise Verformungsnachweise sind nach den anerkannten Regeln der Technik zu führen.

Die vertikalen Schlitzwand- und Schmalwandelemente werden üblicherweise in natürlich anstehende Grundwasserstauer als Basisabdichtung eingebunden. Um bei der Herstellung der Wand eine ausreichende Einbindung sicherzustellen, sollte die Tiefenlage des Einbindehorizontes im Rahmen der Vorerkundungen durch ein Bohrprogramm möglichst genau festgestellt werden. Die Einbindetiefe sollte in der Größenordnung von 2 m bis 3 m vorgegeben werden. Neben einem ausreichenden Anschluß der Dichtwand an die Basisabdichtung ist insbesondere die hydraulische Unterströmung des Dichtwandfußes in der geologischen Barriere zu berücksichtigen, da hier die Gefahr von Erosions- und Suffosionsprozessen (Abschnitt 3.9.1) bestehen kann.

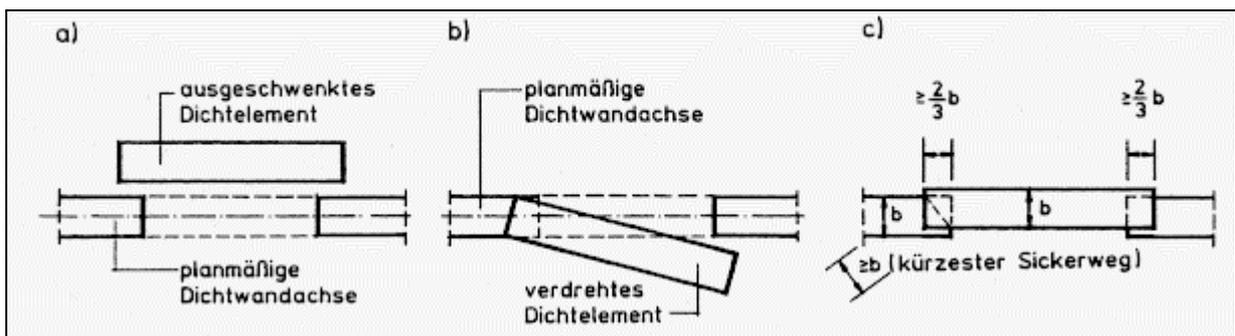
Bei Schlitzwänden ist das Erreichen der Basisabdichtung durch eine kontinuierliche Begutachtung des Aushubs verbunden mit einer möglichen Probennahme für nachgeordnete Untersuchungen sicherzustellen. Hierfür ist entsprechend fachkundiges Personal einzusetzen. Werden die Dichtelemente mittels der Schmalwandtechnik hergestellt, ist zum Beispiel durch Aufnahme eines Zeit-Weg-Diagramms während des Abteufens des Verdrängungskörpers und zusätzlich durch die Aufzeichnung der Verpreßmenge und des Verpreßdruckes das Erreichen

des Einbindehorizontes abzuschätzen. Da bei diesem aushubfreien Verfahren die Bodeneigenschaften in der jeweiligen Tiefe nicht unmittelbar beurteilt werden können, sollte zusätzlich am Fuß des Verdrängungskörpers eine "Mitnehmernase" vorhanden sein. Mit dieser Einrichtung kann beim Ziehen des Verdrängungskörpers Bodenmaterial aus dem Bereich der Endtiefe an die Oberfläche gefördert und ebenfalls begutachtet werden.

Im Hinblick auf die Herstellbarkeit der Wand insbesondere im Überschneidungsbereich benachbarter Dichtelemente, aber auch zur Verbesserung der hydraulischen Wirksamkeit und der Beständigkeit kann es entsprechend den projektspezifischen Gegebenheiten sinnvoll sein, die Dichtwandbreite größer als nach der Mindestanforderung der GDA (1993), z. B. in einer Breite von  $b = 0,80$  m, auszuführen.

Die alleinige Forderung eines Überschneidungsmaßes benachbarter Elemente in Richtung der Dichtwandachse stellt bei Schlitzwänden nicht in jedem Fall sicher, ein integriertes Bauwerk herzustellen. Sowohl durch eine Auslenkung von der Sollage normal zur Richtung der Dichtwandachse als auch durch eine Verdrehung des abgeteufte Elementes um seine Vertikalachse sind vor allem mit zunehmender Dichtwandtiefe Klaffungen nicht auszuschließen (Abb. 3.42). Deshalb ist zusätzlich zu dem ausreichenden Überschneidungsmaß auf jeden Fall eine Begrenzung des gegenseitigen seitlichen Versatzes benachbarter Dichtelemente erforderlich. Hier sollte für die Qualitätslenkung empfohlen werden, daß im gesamten Überschneidungsbereich die für die Durchsickerung maßgebende Diagonale in der Draufsicht immer noch mindestens der Breite des Dichtelementes entspricht (Abb. 3.42). Unter Einhaltung des Überschneidungsmaßes nach GDA (1993) muß die Überschneidung benachbarter Dichtelemente normal zur Dichtwandachse in diesem Fall bei mindestens  $3/4$  der Breite eines Dichtelementes liegen. Die Gefahr einer nicht ausreichenden resultierenden Bauwerksdicke im Überschneidungsbereich wird dadurch weitgehend ausgeschlossen.

Bei Schmalwänden wird zumeist schon zur Reduktion des Widerstands beim Einbringen des Verdrängungskörpers ein Überschneidung gewählt, der 10 % bis 50 % der Profilhöhe entspricht.



**Abb. 3.42 Lagegenauigkeit und Überschneidung benachbarter Dichtelemente (FRIEDRICH et al. 1994)**

- a) Lotabweichung normal zur Richtung der Dichtwandachse
- b) Verdrehung um die Vertikalachse des Dichtelementes
- c) Überschneidung benachbarter Dichtelemente

Der nachlaufende Abbindeprozeß der Dichtmasse im Schlitz ist ein weiterer wichtiger Parameter, der schon im Rahmen von Voruntersuchungen beziehungsweise in den Großversuchen vor der Herstellung der eigentlichen Dichtwand im Hinblick auf den Lamellenüberschnitt ab-

zuschätzen ist. Wird eine Schlitzwand hergestellt, ist für den Anschluß einer Nachläufer- an die Vorläuferlamelle eine ausreichende Festigkeit der Vorläuferlamelle notwendig. Gleichzeitig darf der Abbindeprozeß beim Anschnitt noch nicht so weit fortgeschritten sein, daß der Überschnitt beim Greifereinsatz nur noch durch Meißeltätigkeiten und den daraus resultierenden mechanischen Beanspruchungen der Vorläuferlamelle ausgeführt werden kann. Bei Zweiphasensystemen können die Stirnseiten der Vorläuferlamellen durch Abschalelemente gestützt werden (Abschnitt 2.1.2). Hier wird die Festigkeitsentwicklung der Zweitmasse maßgebend für das Ziehen der Abschalrohre. Bei der Schmalwandtechnik spielt die Festigkeitsentwicklung der Dichtmassen im Vergleich zu Schlitzwänden baubetrieblich nur in Sonderfällen eine Rolle, da es sich um einen kontinuierlichen Herstellungsprozeß mit vergleichsweise kurzen Taktzeiten handelt.

Ein wesentliches Kriterium für die Festlegung der Lamellenlängen bei Schlitzwänden ist die statische Standsicherheit der Lamellen (Abschnitt 3.6). Für den äußeren Standsicherheitsnachweis wird gewöhnlich der gegenüber dem ebenen Erddruck kleinere räumliche Erddruck als Belastung für das System angesetzt. Voraussetzung zur Ausbildung eines räumlichen Spannungszustandes ist die Ausbildung eines Gewölbes längs der Lamellenachse, das im Bereich der Lamellenstirnflächen gelagert ist (Abb. 3.43). Die Vorläuferlamelle bildet damit das Auflager für die durch Gewölbewirkung umgelagerten Spannungen. Hieraus leitet sich die Forderung nach einer ausreichenden Festigkeit der Dichtmasse in der Vorläuferlamelle ab, um die neben den direkt auf die Vorläuferlamelle wirkenden Erddruckspannungen auch noch sich während des Aushubs der Nachläuferlamelle umlagernden Gewölbspannungen aufnehmen zu können. Da nach heutigem Kenntnisstand keine Mindest- beziehungsweise Höchstgrenzen für die Dichtmassenfestigkeit zum Zeitpunkt des Überschnitts vorliegen, müssen die Grenzwerte unter Beachtung der jeweiligen projektspezifischen Randbedingungen festgelegt werden.

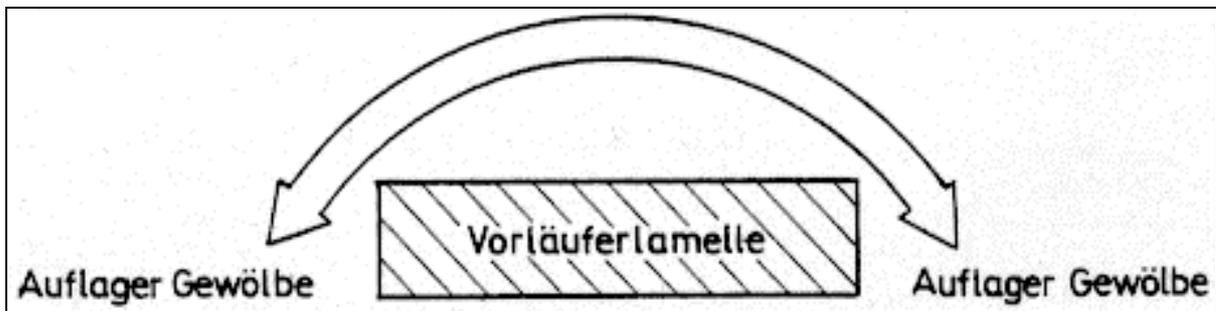


Abb. 3.43 Ausbildung eines Gewölbes längs der Lamellenachse

## 4 Ausführungsvorbereitende Baustellenversuche

### 4.1 Allgemeines

Vor Herstellung einer Dichtwand werden die vorgesehenen Dichtmassen zunächst im Labor überprüft, um ihre projektspezifische Eignung nachzuweisen (Abschnitt 3). Im Anschluß an diese Voruntersuchungen werden weitergehende Prüfungen vor Ort erforderlich, die entsprechend beziehungsweise in Orientierung an den GDA (1993) vor Beginn der eigentlichen Dichtwandarbeiten auszuführen sind. Die Überprüfungen vor Ort bestehen aus Aufbereitungsversuchen und aus Probeschlitz- oder Probestichen. Ziel dieser Versuche ist die Feststellung, ob die nach den Laboruntersuchungen ausgewählten Dichtmassen unter den projektspezifischen Baustellenbedingungen verarbeitbar beziehungsweise welche Feinabstimmungen zur Verfahrensoptimierung noch erforderlich sind.

### 4.2 Aufbereitungsversuche

Ziel der **Aufbereitungsversuche** ist es, die von der bauausführenden Firma konzipierte Mischanlage (Abschnitt 2.5.6.1) vor Ort auf ihre Eignung zur Aufbereitung der ausgeschriebenen Suspension zu überprüfen beziehungsweise die noch erforderlichen geräte- und verfahrenstechnischen Anpassungen durchzuführen. Bei Dichtmassen aus mehreren Stoffkomponenten beziehungsweise bei unzureichender Erfahrung mit der Suspensionsaufbereitung können diese Versuche bereits frühzeitig auf dem Bauhof durchgeführt werden. Dies hat den Vorteil, daß eventuelle Modifikationen an der Mischanlage sofort durchgeführt werden können und nicht auf der Baustelle in der Anfangsphase zu Verzögerungen führen.

Die rheologischen Suspensionskennwerte wie die Viskosität sowie die statische und dynamische Fließgrenze, die sich unter anderem auch auf die Feststoffaufnahme und auf das Penetrations- und Filtrationsverhalten auswirken, hängen in hohem Maße von dem Energieeintrag während der Mischungsaufbereitung und während des Transports zum Einbauort ab. Um vor Ort Anpassungen vornehmen zu können, sollte die Aufbereitungsanlage deshalb im Hinblick auf die Mischintensitäten variabel sein und insbesondere über kolloidal wie nichtkolloidal arbeitende Mischaggregate verfügen. Die Zugabezeitpunkte der Einzelkomponenten und die Mischintensitäten sollten in jeder Mischstufe verändert und anhand der Suspensionskennwerte, die nach jeder Mischstufe zu messen und mit den vorgegebenen Kennwerten aus den Laboruntersuchungen zu vergleichen sind, abgestimmt werden können.

Auf jeden Fall ist eine sorgfältige Durchmischung der Einzelkomponenten sicherzustellen. Die Suspension wird erfahrungsgemäß außer in der Aufbereitungsanlage auch in längeren Rohrleitungen zwischen der Aufbereitungsanlage und dem Einbauort infolge des Pumpvorgangs und infolge von Strömungsturbulenzen zusätzlich intensiv durchbewegt. Diese zusätzliche Durchmischung kann die Rheologie der Suspension beeinflussen und ist gegebenenfalls durch eine entsprechende Reduktion der Mischintensität in der Aufbereitungsanlage auszugleichen.

Für die Aufbereitungsversuche sind zu dokumentieren:

- die Baustelleneinrichtung mit allen Leistungsdaten und Typangaben der eingesetzten Maschinen,
- der Materialstrom der einzelnen Mischungskomponenten,
- die zeitliche Abfolge der Zugaben,
- die Mischart und -dauer jeder einzelnen Mischstufe sowie die jeweilige Mischintensität und
- die Suspensionskennwerte wie Wichte, MARSH-Zeit, Fließgrenze, Filtratwasserabgabe und Luftgehalt während des Mischvorgangs nach jeder Mischstufe sowie danach an den Ausläufen der Mischanlage, des Vorratsbehälters und der Transportleitung zum Einsatzort.

Die Auswertung der Mischversuche soll Aufschluß geben über

- die rheologischen Eigenschaften in den einzelnen Mischstufen,
- die Möglichkeit der Beeinflussung der rheologischen Entwicklung in einer oder mehreren Mischstufen,
- die Festlegung der endgültigen Mischabfolge für den Standardfall und
- die Festlegung der Mischabfolge für eventuelle Problemfälle, wie z. B. Erhöhung der Suspensionswichte bei hohen Suspensionsverlusten in bestimmten Geröllschichten oder Verflüssigung der Suspension bei unvorhergesehenen Arbeitsunterbrechungen vor Erreichen der Endtiefe.

Aufbereitungsversuche sollten in der Ausschreibung von vornherein vorgesehen werden. Anderenfalls sind, wie die Erfahrung zeigt, in der ersten Bauphase erhebliche Verzögerungen und Zusatzkosten nicht auszuschließen.

## **4.3 Probeschlitz und Probestiche**

### **4.3.1 Allgemeines**

Vor Beginn der eigentlichen Baumaßnahme sind Probeschlitz oder Probestiche herzustellen, um einerseits die baubetriebliche Eignung der unter Baustellenbedingungen aufbereiteten Suspension sowie der zum Einbau vorgesehenen Bauverfahren und Baugeräte nachzuweisen und um andererseits die Wirksamkeit der Maßnahme zu testen. Während solcher Großversuche können ebenfalls Optimierungen des Geräteeinsatzes und der Arbeitsabläufe vorgenommen und erforderliche Ergänzungen beziehungsweise Änderungen des Qualitätssicherungskonzeptes, unter Umständen auch des Arbeitsschutzkonzeptes, abgestimmt werden.

Der Großversuch sollte aus mehreren Probeschlitz beziehungsweise -stichen bestehen, so daß auch die Anbindung der einzelnen Dichtwandelemente untereinander geprüft werden kann. Zur Begutachtung der Systemintegrität kann die Wand bis zur statisch zulässigen Tiefe freigelegt werden (Bild 4.1). Empfehlenswert ist auch die Prüfung der hydraulischen Wirksamkeit an Versuchskästen beziehungsweise -schächten (Abschnitt 4.4). Damit sich die lokal im Großversuch gewonnenen Ergebnisse auf die Gesamtmaßnahme übertragen lassen, sollte

das Probefeld in einem Bereich ausgeführt werden, dessen geologische, hydrogeologische und schadstoffspezifische Verhältnisse die vorhandenen Standortbedingungen möglichst gut repräsentieren.



Bild 4.1 Freigelegte Schmalwand (BILFINGER + BERGER 1991)

## 4.3.2 Probeschlitz

### 4.3.2.1 Einphasenverfahren

Mit der Herstellung der Probeschlitzte soll die Machbarkeit der geplanten Maßnahme nachgewiesen werden. Hierfür können eine Reihe von einzelnen Nachweisen, Messungen und Untersuchungen durchgeführt werden, die je nach örtlichen Bedingungen durch Sonderuntersuchungen ergänzt werden können:

- Die allgemeine Standsicherheit der Wand ist für die gewählte Schlitzlänge und -tiefe unter gleichzeitiger Einwirkung der Erschütterungen des Baubetriebes nachzuweisen. Die Ausbildung eines Bruchkörpers läßt sich z. B. durch ein Feinnivellement im Nahbereich der Probelamellen feststellen. Zum Nachweis lokaler Bodeneinbrüche können Kalibermessungen durchgeführt werden, mit denen der Abstand zwischen den gegenüberliegenden Grabenwänden ermittelt wird. Die Oberfläche der Grabenwände kann auch mit dem Echolot vermessen werden.
- Die Suspensionsoberfläche ist bis zum Zeitpunkt des Abbindens zu beobachten, um mögliche Veränderungen zu erkennen, die die Standsicherheit des Schlitzes gefährden können. Hierzu zählen einerseits ein Sink des Suspensionsspiegels unter ein standsicherheitstechnisch zulässiges Niveau und andererseits Gas- beziehungsweise Schaumentwicklungen, die infolge von Interaktionen zwischen der Suspension und beim

Aushub eingearbeiteter Substanzen entstehen und das rheologische Verhalten der Suspension verändern können.

- Die Veränderung der Suspension mit zunehmender Wandtiefe, insbesondere durch eingearbeitete Bodenpartikel sowie durch zunehmende Andickung infolge Hydratation und filtrationsbedingtem Wasserverlust, ist zu untersuchen. Hierzu sind jeweils Messungen zur Wichte, zur Fließgrenze und zur MARSH-Zeit, zur Filtratwasserabgabe und zum eingearbeiteten Sandgehalt durchzuführen. Für diese Untersuchungen können aus dem Probeschlitz tiefengestaffelt, z. B. alle 5 m, zusätzlich aber auch zeitlich gestaffelt, z. B. alle 2 Stunden, Proben entnommen werden.
- Die Erstellung eines Zeit-Aushub-Diagramms liefert zusätzliche Informationen zum Arbeitsfortschritt in den einzelnen Bodenschichten. Für die spätere Einkapselung lassen sich daraus Angaben zum zeitlichen Ablauf und zur Gesamtdauer der Baumaßnahme herleiten. Im Falle des Greiferbetriebs zeigt das Zeit-Aushub-Diagramm auch, ob die jeweiligen Greifergewichte ausreichen, um pseudoverfestigte Sandlagen zu durchhörern (Abschnitt 2.3.1, Abb. 2.7).
- Das Erreichen der Basisabdichtung sowie der Einbindetiefe muß z. B. durch eine Ansprache des geförderteten Bodenmaterials nachweisbar sein. Hierzu soll der Großversuch entsprechende Vorgaben zur sicheren Identifikation des bindigen Bodenmaterials der Basisabdichtung liefern.
- Aus der bis zu einer bestimmten Aushubtiefe zugeführten Suspensionsmenge läßt sich durch Vergleich mit dem zugehörigen Sollvolumen der Gesamtsuspensionsverlust mit Bezug auf die jeweilig durchfahrene Bodenschicht ermitteln. Hieraus kann der jeweilige Suspensionsverlust abgeschätzt werden.
- Die Abweichungen der Dichtwandachse von der Lotrechten sowie die Größe des Überschchnitts zwischen benachbarten Dichtwandelementen sind durch kontinuierliche Vertikalitätsmessungen zu erfassen. Zur Veranschaulichung des erreichten Überschchnitts sind für verschiedene Tiefen sogenannte Versatzskizzen zu erstellen (Abschnitt 3.9.2).
- Nach Erreichen der Endtiefe sind aus unterschiedlichen Tiefen Rückstellproben für die Untersuchungen zur Festigkeit und zur Durchlässigkeit zu entnehmen.
- Während oder direkt nach Abschluß der Aushubarbeiten wird für Bodenzonen mit ausgeprägter Filterkuchenbildung empfohlen, durch horizontal eingetriebene Stützen Filterkuchenproben zu entnehmen, an denen weiterführende Laboruntersuchungen zur Durchlässigkeit und zur Wichte durchgeführt werden können. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zur Originalrezeptur kann Hinweise liefern, ob sich die Filterkuchenbildung auf die Eigenschaften des Gesamtsystems auswirken kann.
- Nach Aushubende kann das Filterkuchenwachstum bis zum Erreichen einer bestimmten Eigenfestigkeit der Suspension ermittelt werden, z. B. durch Parallelplattendistanzmessung.
- Durch Untersuchungen an den frischen Rückstellproben ist festzustellen, ab wann die Dichtmasse nach dem Aushubende aufgrund des beginnenden Abbindeprozesses nicht mehr plastisch verformbar, sondern deutlich rissefähig wird. Die Zeit zwischen der Fertigstellung von Vor- und Nachläuferlamelle ist dann so anzusetzen, daß die Gefahr der Rissebildung durch Überschnitte minimiert wird.
- Zur Kontrolle der Wandqualität können die Probeschlitze auf möglichst großer Tiefe freigelegt werden. Empfehlenswert ist der Bau von Versuchskästen. Zur näheren Prüfung können Proben aus dem Wand- und Fugenbereich entnommen werden.

- Bei großen Tiefen einer Testwand sind schräg angesetzte Kernbohrungen zu empfehlen, deren Kernproben Aufschluß über die Qualität der Lamellenüberschnitte liefern.

Anhand der durchgeführten Beobachtungen sind sowohl die gewählten Aushubgeräte und -verfahren als auch die Suspension hinsichtlich ihrer Eignung unter Baustellenbedingungen zu bewerten und für die Gesamtmaßnahme festzulegen.

Während des Großversuchs sind insbesondere folgende Messungen, Daten und Vorkommnisse zu dokumentieren:

- Rezeptur der Suspension,
- durchhörte Schichtenfolge,
- Ergebnisse der Teufenmessungen sowie der Messungen zur Schlitzbreite,
- Ergebnisse der Vertikalitätsmessungen,
- eingebrachte Suspensionsmenge und Bilanzierung im Hinblick auf die Nennkubatur,
- Entnahmeort von Proben,
- Ergebnisse der Suspensionsuntersuchungen; die Ergebnisse an Proben aus dem Schlitz sind tiefenabhängig in Diagrammen aufzutragen,
- Ergebnisse der Untersuchungen an Rückstell- beziehungsweise Filterkuchenproben,
- besondere Vorkommnisse (z. B. der Zutritt kontaminierten Sickerwassers).

Die Bewertung der Ergebnisse des Probeschlitzes erfolgt durch den Planer sowie den Fremdprüfer in enger Abstimmung mit der ausführenden Firma und der behördlichen Überwachung.

#### **4.3.2.2 Zweiphasenverfahren**

Die Zielsetzung von Probeschlitzten für das Zweiphasenverfahren sind zunächst grundsätzlich die gleichen wie beim Einphasenverfahren. Infolge des Massenaustauschs beim Zweiphasenverfahren (Abschnitt 2.1.3) sind jedoch ergänzende Messungen und Untersuchungen erforderlich. Hierzu zählen insbesondere Untersuchungen zur Verarbeitbarkeit der Stützsuspension und zu deren Verdrängbarkeit durch die Zweitmasse.

Für die Stützsuspension muß zunächst der Nachweis geführt werden, daß während des Aushubs und anschließend bis zum Abschluß des Massenaustausches der für die Standsicherheit der Grabenwände erforderliche Stützdruck mit ausreichender Sicherheit vorhanden ist. Gegebenenfalls müssen die Rezeptur und die Aufbereitung der Suspension den örtlichen Gegebenheiten, wie z. B. beim Durchhörern lokaler, extrem durchlässiger Bodenschichten, durch Erhöhung des Bentonitgehaltes angepaßt werden.

Mit dem Ziel einer mehrmaligen Verwendung wird die Stützsuspension in einer Regenerationsanlage (Abschnitt 2.5.6.2) von den beim Aushub eingearbeiteten Bodenpartikeln getrennt. Um den erreichten beziehungsweise den erreichbaren Regenerationsgrad zu überprüfen, sind der Sand- und Tongehalt der Suspension vor und nach der Regeneration kontinuierlich zu überprüfen. Anhand der Ergebnisse ist die Regenerationsanlage gegebenenfalls zu optimieren und die Anzahl der möglichen "Suspensionsdurchgänge" festzulegen, bis die Stützsuspension nicht mehr den Anforderungen genügt und durch frische Suspension ersetzt werden muß.

Um einen möglichst vollständigen Massenaustausch zu erreichen, muß der Wichteunterschied zwischen der Stützsuspension und der Zweitmasse möglichst groß sein. Deshalb ist allgemein zu empfehlen, einerseits die Stützsuspension vor dem Einbau der Dichtmasse zu regenerieren und andererseits die Schlitzsohle von Sedimenten zu räumen. Des weiteren sind im Großversuch die maximale Füllgeschwindigkeit für die Zweitmasse beziehungsweise die maximale Ziehgeschwindigkeit des Kontraktorrohres oder der Rohr-Verteilungsharfe so zu bestimmen, daß ein möglichst vollständiger Massenaustausch zustande kommt.

Für Schlitz- und Schmalwände, deren Stirnflächen mit Hilfe von Abschalrohren gestützt werden (Abschnitt 2.1.2), ist anhand der Festigkeitsentwicklung der Dichtmasse eine Zeitspanne zu ermitteln, in der die Rohre gezogen werden können. Die Zeitspanne ist so zu bemessen, daß einerseits die Vorläuferlamelle zum Ziehen des Abschalrohres eine ausreichende Eigenfestigkeit entwickelt hat und andererseits noch kein so starker Verbund zwischen der abbindenden Dichtmasse und dem Abschalrohr entstanden ist, daß das Ziehen zu Problemen führt.

Für die Überprüfung der Wand können gegebenenfalls Kernproben entnommen und speziell auf Inhomogenitäten (wie z. B. Sandnester, Abschnitt 2.3.3) untersucht werden.

### 4.3.3 Probestiche

Mit den Probestichen soll bei Anwendung der Schmalwandtechnik insbesondere überprüft werden, ob die Führung des Verdrängungskörpers ausreichend stabil ist, damit er beim Einrütteln oder -rammen nicht über das zulässige Maß hinaus von der Lotrechten abweicht. Zur Einhaltung der Richtungsgenauigkeit ist einerseits ein ausreichend steifer Mäkler erforderlich, andererseits muß auch das Trägergerät (Bagger) entsprechend dimensioniert werden. Ein weiteres Ziel des Großversuchs ist, die Leistung und die Frequenz der Vibrationsramme auf die Länge und die Steifigkeit des Verdrängungskörpers so abzustimmen, daß keine seitlichen "Flatterschwingungen" auftreten können.

Die erforderliche Rammenergie wird zunächst im wesentlichen durch eine Mindesteindringgeschwindigkeit des Vortriebskörpers vorgegeben, die für seine sichere Führung im Baugrund notwendig ist. Andererseits wird die erforderliche Rammenergie von der Überschneidungslänge der einzelnen Wandelemente beeinflusst. Häufig führt die Wahl einer relativ großen Überschneidungslänge von z. B. 50 % zwar zu einer großen Anzahl von Einzelstichen, die aber im Vergleich zu einer kleineren Überschneidungslänge von z. B. 10 % durch einen wesentlich höheren Rammfortschritt und durch eine wesentlich geringere Beanspruchung der gesamten Maschineneinheit ausgeglichen werden. Gleichzeitig kann bei großen Überschneidungslängen mit einer verbesserten Fugenqualität gerechnet werden, da der Verdrängungskörper in dem Vorläuferstich besser geführt wird (RADL & KIEFL 1987). Die Überschneidungslänge der einzelnen Wandelemente ist im Großversuch so zu optimieren, daß das Dichtwandbauwerk mit möglichst wirtschaftlichem Energieeinsatz und hoher Qualitätssicherheit hergestellt werden kann.

Nach Arbeitsunterbrechungen oder beim geplanten Anschluß z. B. der Querschotte an die Parallelwände eines Kammersystems (Abschnitt 2.4.5) ist ein Überschneidung von bereits weitestgehend abgeordneten Stichen erforderlich. Im Rahmen des Großversuchs sollte dies entsprechend berücksichtigt werden, um mögliche Auswirkungen auf den angeschnittenen Stich und

dessen Nachbarstiche zu überprüfen und um gegebenenfalls erforderliche Variationen der Maschinenteknik festlegen zu können.

Nach einem ausreichenden Abbinden der Dichtwandmasse können die Probestiche für eine visuelle Begutachtung der Wand- und Fugenqualität bereichsweise freigelegt werden (Bild 4.1). Des Weiteren können aus den freigelegten Wandabschnitten Kernproben entnommen werden, die für weiterführende Laboruntersuchungen wie Durchlässigkeitsversuche, Druckversuche, Sandgehaltsbestimmung etc. zur Verfügung stehen.

Die Kennwerte und Mengen der während der Stichherstellung eingebrachten Suspension sind zusammen mit dem Verpreßdruck sowohl beim Eintreiben als auch beim Ziehen des Verdrängungskörpers kontinuierlich zu protokollieren. Die Aufzeichnungen dienen unter anderem dazu, einen örtlich erhöhten Suspensionsverbrauch im Bereich grober Bodenschichten zu erkennen und gegebenenfalls die Suspensionsrezeptur entsprechend zu modifizieren. Nach Herstellung der Stiche ist die Oberfläche des Suspensionsspiegels im Vorratsgraben zu beobachten, um aus dem Spiegelsunk auf mögliche Suspensionsverluste infolge von Feststoffverlagerungen schließen zu können (Abschnitt 2.3.4) oder um mögliche Suspensions- oder Wassertritte aus dem Stich infolge von hydraulischen Instabilitäten erkennen zu können (Abschnitt 2.3.6.2). Zur Prüfung der Gefahr von hydraulischen Instabilitäten sind die Probestiche von vornherein in einem erwartungsgemäß kritischen Bereich anzulegen.

Während des Großversuchs sind zusammengefaßt folgende Messungen durchzuführen (DVWK 1990):

- tiefenabhängige Eindringzeit des Verdrängungskörpers,
- tiefenabhängige Leistungsaufnahme des Rüttlers,
- tiefenabhängige Verbrauchsmenge der Suspension,
- tiefenabhängiger Eindringdruck der Suspension, gemessen an der Pumpe und
- Kontrolle des Flüssigkeitsspiegels im Vorratsgraben durch Augenschein.

## 4.4 Felduntersuchungen an Testwänden

### 4.4.1 Allgemeines

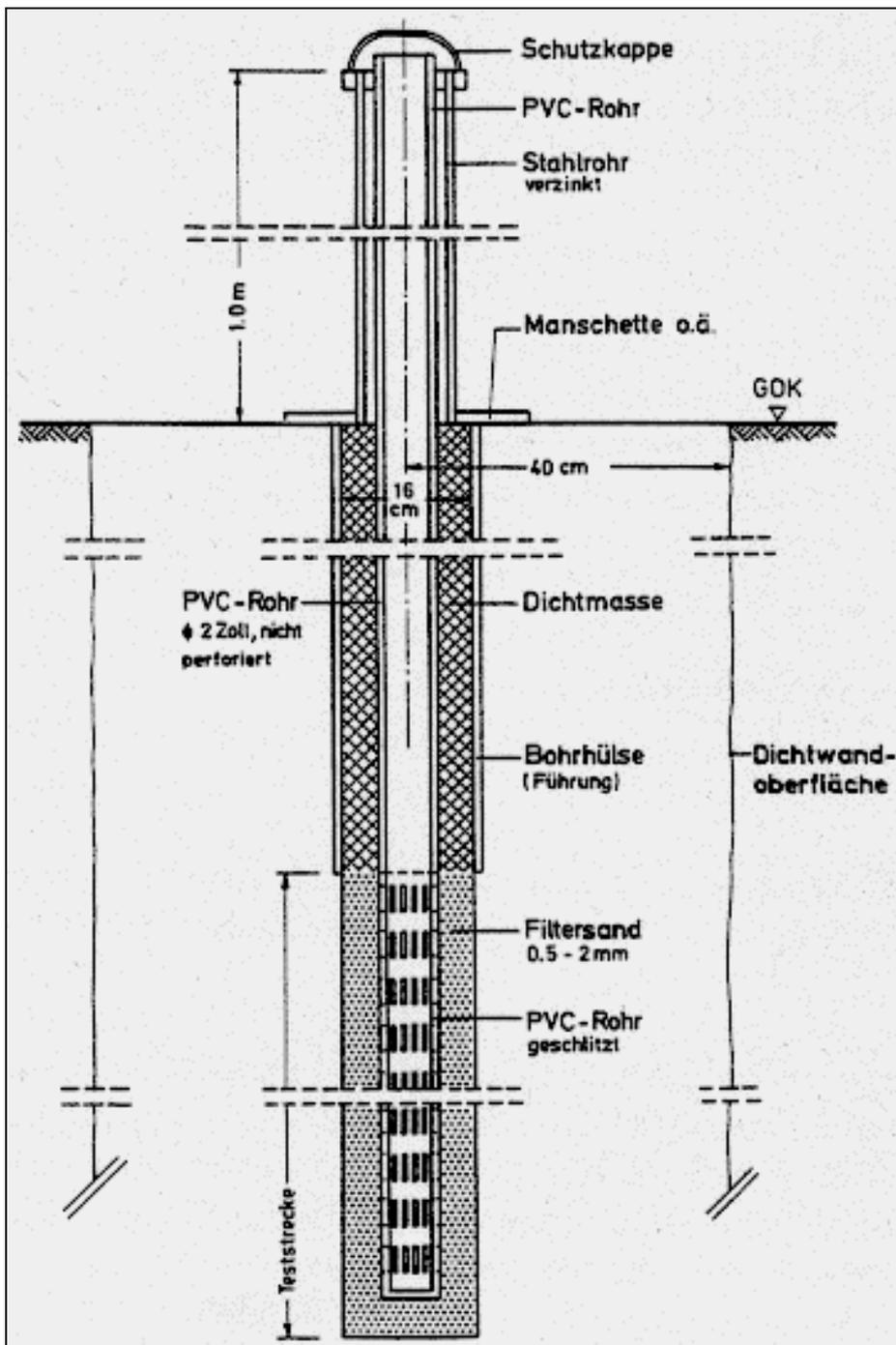
Zur Überprüfung der Dichtwandintegrität kann neben einer visuellen Begutachtung der in der Testphase hergestellten Dichtwandabschnitte auch eine Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit durchgeführt werden.

Prinzipiell kann die Dichtungswirkung durch Bestimmung lokaler Durchlässigkeiten an einzelnen Dichtwandabschnitten ermittelt werden. Lokale Durchlässigkeiten können kleinräumig mit Sickerpegeln oder für einen größeren Bereich mit Versuchskästen oder Dichtwandkammern bestimmt werden. Mit den Ergebnissen dieser Durchlässigkeitsuntersuchungen lassen sich Systemdurchlässigkeiten extrapolieren, die als Grundlage zur Bemessung der Inversionsströmung am Gesamtsystem dienen können. Zur Kontrolle der Wasserstände können innerhalb und außerhalb des Dichtungssystems Pegel angeordnet werden.

Die Auswertung der Meßergebnisse von Durchlässigkeitsuntersuchungen in situ erfolgt auf der Grundlage des Gesetzes  $v = k \cdot i$  von DARCY. Voraussetzungen der Proportionalität zwischen dem hydraulischen Gradient  $i$  und der Grundwasserfließgeschwindigkeit  $v$  sind ein wassergesättigter Porenraum, homogene isostrope Untergrundverhältnisse, eine inkompressible Flüssigkeit sowie laminare Fließverhältnisse.

#### 4.4.2 Sickerpegel

**Sickerpegel** sind Bohrlöcher in der abgebundenen Dichtwandmasse, die für Versickerungsversuche genutzt werden können. Eine mögliche konstruktive Ausbildung der Pegel ist in Abb. 4.1 dargestellt. Aufgrund der relativ kleinen Wandbreite von Schmalwänden können Sickerpegel nur in Schlitzwänden eingebaut werden.



**Abb. 4.1** Beispiel eines Sickerpegels in einem Dichtwandschlitz

Das gewählte Bohrverfahren darf die Dichtwandintegrität nicht nachteilig beeinflussen. Bei Anwendung des Kernbohrverfahrens können gleichzeitig Sonderproben für ergänzende Laboruntersuchungen gewonnen werden. Der Ansatzpunkt der Bohrung ist so zu setzen, daß die Filterstrecke der Pegel in der Dichtwandachse verläuft. Abweichungen der Bohrrichtung von der Wandachse können die Pegelmessungen verfälschen, insbesondere dann, wenn die Bohrungen Kontakt zum Wandäußeren erhalten. Es ist deshalb erforderlich, den Verlauf der Kernbohrungen, z. B. mittels Inclinometer, zu ermitteln und mit dem Verlauf der vorab vermessenen Schlitzwandlamellen zu vergleichen. Festgestellte Exzentrizitäten im Bereich der Filterstrecke sind bei der späteren Auswertung einzubeziehen. Um Querschnitt-

schwächungen der eigentlichen Dichtwand zu vermeiden, sollten die Sickerpegel - sofern möglich - nicht in die Hauptwand, sondern in den Quer- oder Parallellamellen von Testkästen angeordnet werden werden.

Zur Durchführung von Sickertests, die nach unterschiedlichen Abbindezeiten der Dichtwand durchgeführt werden können, ist zunächst der Ausgangswasserstand im Pegel, z. B. mit einem Lichtlot, zu messen. Anschließend wird der Pegel mit Wasser aufgefüllt und der anschließende zeitliche Spiegelsunk gemessen.

Für diesen instationären Zustand gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 4.2 für den Durchlässigkeitskoeffizient  $k$  näherungsweise folgende Beziehung (BRAUNS & CHARLES DE OLIVEIRA 1987):

$$k = \frac{\Delta h_1}{\Delta t} \cdot \frac{r^2 \cdot \ln \left[ \frac{2d}{\pi r} \right]}{(\bar{h}_1 + 2h_2) \cdot \bar{h}_1} \quad (4.1)$$

mit:  $\Delta h_1 = h_{1A} - h_{1E}$  Differenz der Wasserüberstände am Anfang beziehungsweise Ende des Zeitintervalls  $\Delta t$

$$\bar{h}_1 = \frac{h_{1A} + h_{1E}}{2}$$

Mittelwert des Wasserüberstandes im Zeitintervall  $\Delta t$ .

Nach BRAUNS & CHARLES DE OLIVEIRA (1987) können durch die Bohrlochsohle austretende Sickerwassermengen vernachlässigt werden. Exzentrizitäten des Bohrloches haben bis zu einem Verhältnis  $e/(d/2) \leq 0,5$  (Abb. 4.2) ebenfalls nur geringen Einfluß auf das Ergebnis. Die Vernachlässigung dieser Einflüsse führt zu rechnerischen Durchlässigkeitskoeffizienten, die gegenüber den tatsächlich zu erwartenden Werten leicht erhöht sind.

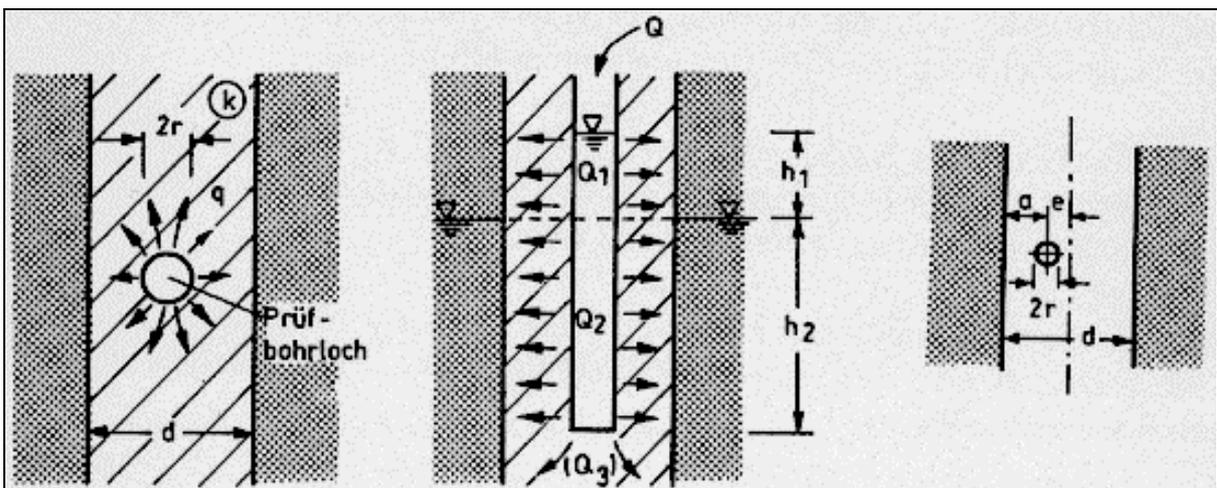


Abb. 4.2 Bezeichnungen für die Auswertung von Sickertests in Sickerpegeln

## 4.4.3 Versuchskasten

### 4.4.3.1 Allgemeines

Zur Untersuchung der abdichtungstechnischen Eigenschaften von Probewänden begrenzter Länge werden allgemein sogenannte Versuchskästen ausgeführt, mit denen die integrale Durchlässigkeit des gesamten Wandsystems einschließlich der Einflüsse aus den Überschnitten zwischen den einzelnen Dichtwandelementen sowie der bei der Ausführung entstandenen Beanspruchungen geprüft werden können.

Ein Versuchskasten besteht aus vier einzelnen Wandabschnitten, die im Grundriß entweder quadratisch oder rechteckig angeordnet werden.

Die Lage und die Abmessungen von Versuchskästen sollten so gewählt werden, daß eine Längswand des Versuchskastens Bestandteil der Hauptwand ist. Bei der Herstellung von Versuchskästen ist damit zu rechnen, daß die örtliche Konzentration von Überschnitten zu einer erhöhten mechanischen Beanspruchung in den betroffenen Dichtwandelementen (Abschnitt 2.3.2), unter Umständen auch in dem eingeschlossenen Bodenkörper, führen kann.

Je nach Untersuchungsziel werden die Versuchskästen als sogenannte Testkästen für Durchlässigkeitsbestimmungen genutzt oder für eine zusätzliche visuelle Prüfung ausgehoben und zu sogenannten Testschächten ausgebaut.

### 4.4.3.2 Testkasten

Zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit eines **Testkastens** wird in dem umschlossenen Bodenkörper ein Bohrbrunnen abgeteuft. Je nach den Grundwasserverhältnissen wird der Brunnen bis maximal an die Oberkante der Basisabdichtung geführt und verfiltert. Den Abschluß nach unten bildet ein Sumpfrohr (Abb. 4.3). Zur Messung des Wasserstandes sind zusätzliche Meßpegel außerhalb, unter Umständen auch innerhalb des Testkastens erforderlich.

Damit kein Oberflächenwasser Zutritt, wird der Testkasten, z. B. mit einer Ort betonplatte oder einer Folie, abgedeckt. Je nach hydrogeologischen Randbedingungen kann eine zusätzliche Ringdränage erforderlich sein, um Stauwasserzutritte zu vermeiden.

Zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit der Testkastenwände wird zunächst der Wasserspiegel abgesenkt. Anschließend wird der zeitliche Wiederanstieg des Wasserspiegels im Bohrbrunnen oder in einem Pegel gemessen.

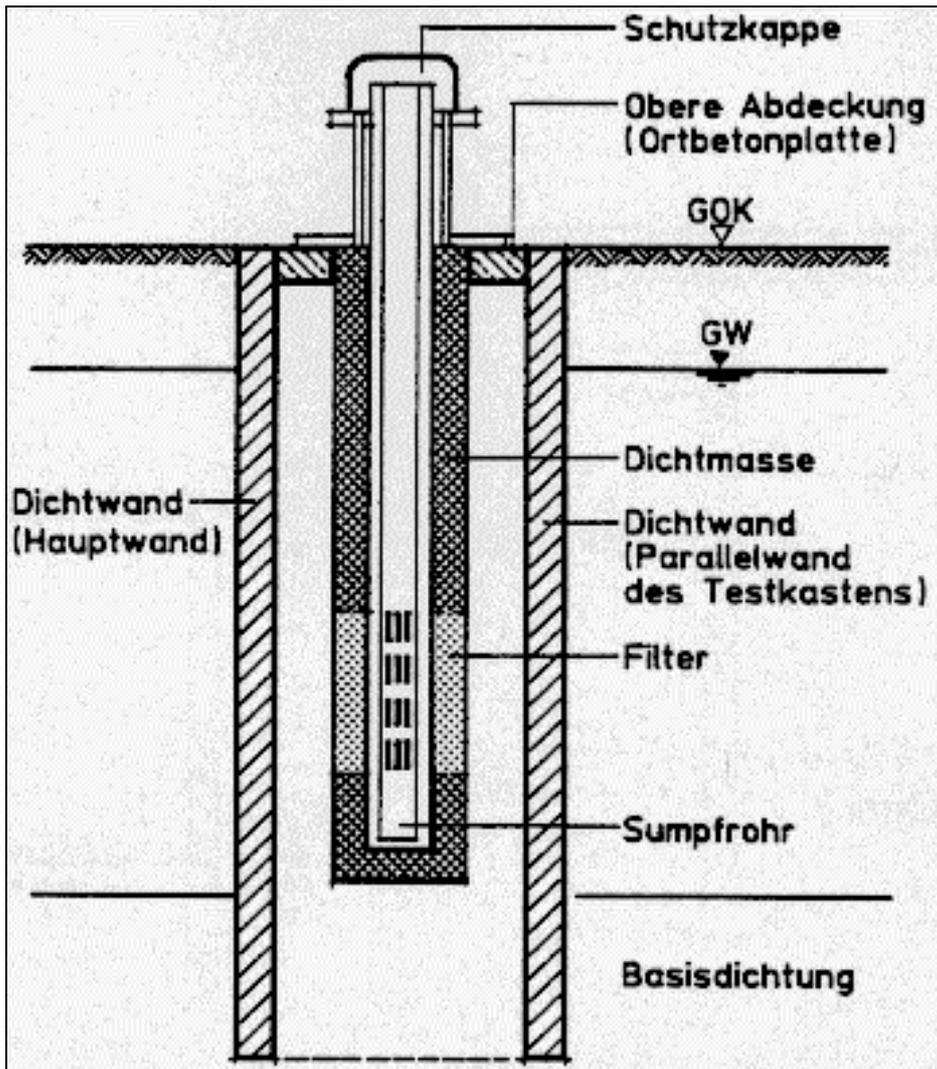


Abb. 4.3 Schematische Darstellung eines Testkastens mit Absenkbrunnen

Die rechnerische Durchlässigkeit der gesamten benetzten Wandflächen wird unter Berücksichtigung folgender Annahmen ermittelt:

- der Wasserzufluß erfolgt nur durch die Dichtwände und die Sohle,
- ein Zutritt von Oberflächenwasser findet nicht statt, und
- über die jeweilige Meßzeit wird ein gemittelter Gradient angesetzt.

Aus einer Bilanz der Volumenströme durch die einzelnen Teilflächen der Testkästen einschließlich der Sohle ergibt sich mit den Bezeichnungen in Abb. 4.4 die rechnerische Systemdurchlässigkeit zu

$$k = \frac{2 \cdot a \cdot b \cdot d \left[ n \cdot \frac{s}{t} - \left( k_E \frac{H-h}{2h_E + d} \right) \right]}{L \cdot (H^2 - h^2)} \quad (4.2)$$

mit:

$L = 2(a+b+2d)$  mittlerer Kastenumfang  
 $s$  Wasseranstieg im Versuchskasten während der Zeit  $t$   
 $n$  Porenanteil des Bodens im Versuchskasten  
 $k_B$  Durchlässigkeitsbeiwert der Basisabdichtung.

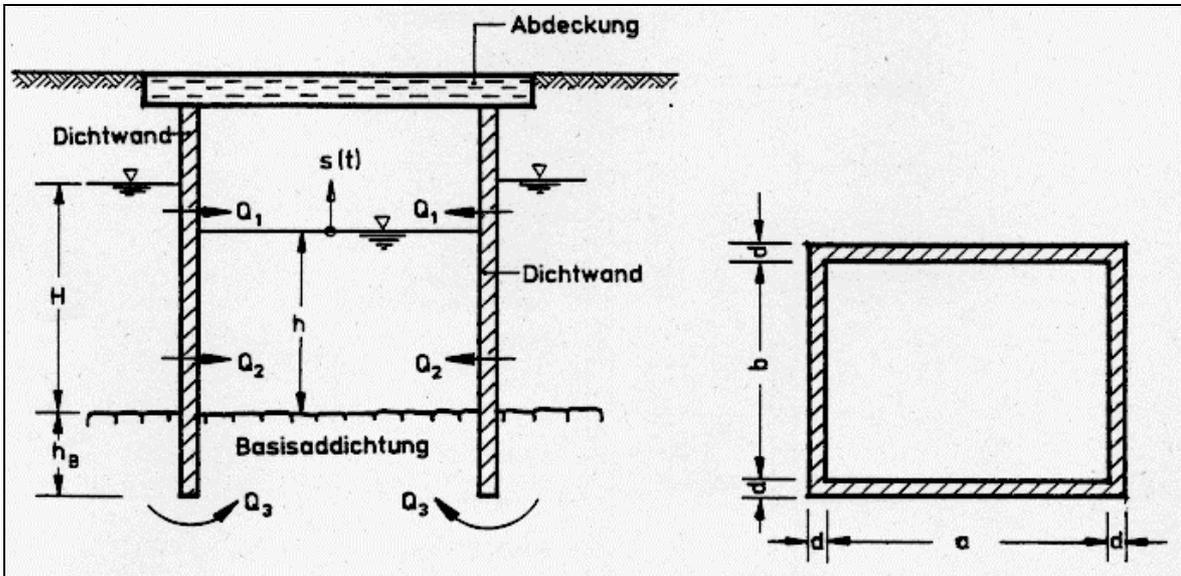


Abb. 4.4 Geometrische Parameter und hydraulisches Modell der Absenkversuche in den Testkästen oder Dichtwandkammern

#### 4.4.3.3 Testschacht

**Testschächte** sind bis zu einer bestimmten Tiefe ausgehobene Testkästen. Für den Ausbau der Testschächte ist ein möglichst verformungsarmer Verbau zu wählen. Dabei ist die maximale Aushubtiefe einerseits durch die Verformungsbegrenzung, andererseits durch die Gewährleistung der Standsicherheit des Systems begrenzt.

Ein verformungsarmer Verbau ist z. B. durch den Aushub im Schutz eines erhöhten Innenwasserspiegels bis zur Solltiefe, den Einbau einer Unterwasserbetonsohle sowie die Montage einer teilweise vorgefertigten Stützkonstruktion möglich (Abb. 4.5), deren kraftschlüssige Verbindung mit der Wand noch unter dem erhöhten Innenwasserspiegel erfolgt. Durch Installation einer Treppenanlage kann der Testschacht bis zur Sohle begehbar gemacht werden. Aus Gründen des Arbeitsschutzes können die Installation von Be- und Entlüftungsanlagen sowie der Einsatz von Gaswarngeräten erforderlich sein.

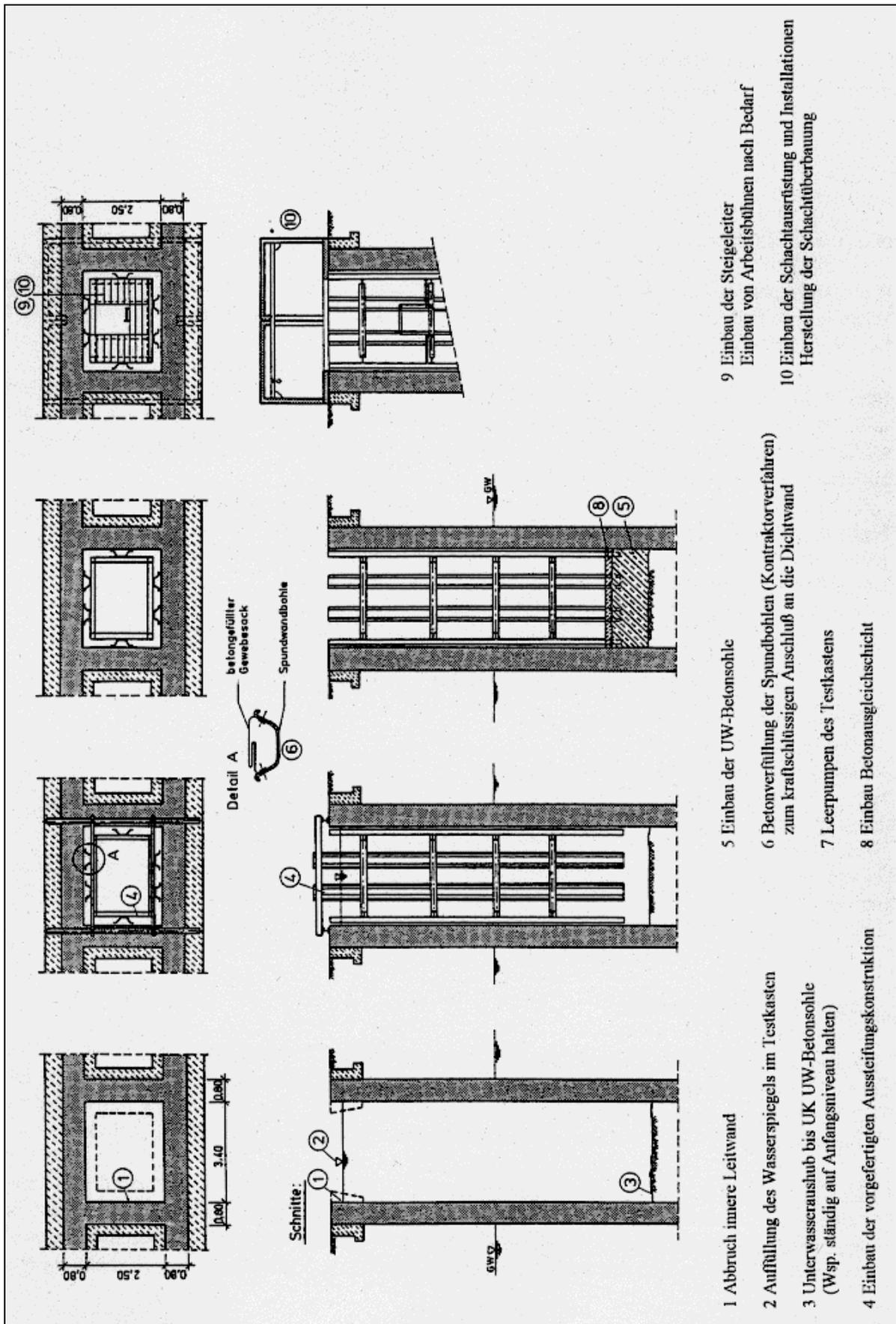


Abb. 4.5 Schematische Darstellung eines Teschschachtausbaus nach einem Ausführungsvorschlag der HOCHTIEF AG

Zur Durchlässigkeitsprüfung wird der Wasserspiegel im Testschacht zunächst abgesenkt und anschließend der Wiederanstieg des Wasserspiegels  $s$  über die Zeit  $t$  gemessen. Unter den Annahmen, daß

- kein Wasserzufluß durch die Ortbetonsohle ( $Q_3 = 0$ , Abb. 4.4) erfolgt,
- kein Zutritt von Oberflächenwasser erfolgt und
- ein über die jeweilige Meßzeit gemittelter Gradient angesetzt wird,

berechnet sich die Systemdurchlässigkeit  $k$  der Testschachtwände bei vergleichsweise kleinem Wasserspiegelanstieg vereinfacht mit den Bezeichnungen der Abb. 4.4 zu

$$k = \frac{2 \cdot a \cdot b \cdot d \cdot s}{L \cdot (H^2 - h^2) \cdot t} \quad (4.3)$$

mit:  $L = 2(a+b+2d)$  mittlerer Versuchskastenumfang.

Die getroffenen Annahmen, vor allem die Vernachlässigung des ohnehin schwer quantifizierbaren Wasserzutritts durch die Sohle, führen zu rechnerischen Durchlässigkeiten, die gegenüber den tatsächlich zu erwartenden Werten leicht erhöht sind.

Ein geschichteter Baugrund außerhalb des Testschachtes kann rechnerisch mit Hilfe des Durchflußzahlen-Fragmentenverfahrens (HARR 1962) berücksichtigt werden. Wandflächen oberhalb des Grundwasserspiegels lassen sich durch Anhebung des Wasserspiegels im Testschacht über den äußeren Grundwasserspiegel untersuchen.

Nach Absenkung des Innenwasserspiegels im Testschacht kann eine Integritätsprüfung in Form einer visuellen Begutachtung der Dichtwandoberflächen beziehungsweise oberflächen-naher Bereiche erfolgen. Hierbei ist besonders auf folgende Punkte zu achten:

- globale Vertikalität und lokale Ausbauchungen der Wände,
- Ausbildung der Überschnitte zwischen den einzelnen Stichen oder Lamellen,
- Inhomogenitäten wie Einschlüsse von Bodenpartikeln,
- farbliche Veränderungen der Wandoberfläche,
- Fissuren und deren Tiefe,
- Gasgeruch sowie
- lokale Wasserzutritte.

Die Ergebnisse dieser Beobachtungen sind zu protokollieren und in Form einer Abwicklung der Wandoberflächen zu dokumentieren. Des weiteren besteht die Möglichkeit, außerhalb der Hauptwand durch horizontale Kernbohrungen Sonderproben zu gewinnen. Diese können speziell auf Feststoffverlagerungen und deren mögliche Auswirkungen auf die Dichtmasseigenschaften untersucht werden (Abschnitt 2.3.4).

#### 4.4.4 Kammersystem

Die bisher ausgeführten Sicherungsmaßnahmen nach dem **Kammersystem** (Abschnitt 2.4.5) können näherungsweise als Linienbauwerke angesehen werden. Die Kammerlängen reichen bis ca. 50 m, und die Kammerbreiten liegen zwischen 4 m und 8 m. Zur Vermeidung von Oberflächenwasserzutritten werden die Kammern mit einer Ortbetonplatte oder einer Folie abgedeckt.

Zur Ermittlung der Durchlässigkeit einer einzelnen Kammer (Abschnitt 2.4.5) wird der Kammerwasserspiegel abgesenkt und sein zeitlicher Wiederanstieg gemessen. Grundlage zur Berechnung der Systemdurchlässigkeit der geprüften Kammer ist das in Abb. 4.4 dargestellte hydraulische Modell. Danach setzt sich der Zufluß durch die Dichtwände oberhalb der Basisabdichtung aus den Anteilen  $Q_1$  und  $Q_2$  zusammen. Damit ergibt sich mit den Bezeichnungen der Abb. 4.4 für den gesamten Durchfluß  $Q_w$  durch die Dichtwände

$$Q_w = Q_1 + Q_2$$

$$= \frac{k}{2 \cdot d} (H^2 - h^2) \cdot l$$

mit:

$k$  Durchlässigkeitskoeffizient der Kammerwände  
 $l$  Abwicklungslänge einer Kammer.

Der Zufluß  $Q_3$  zur Kammer durch einseitige Unterströmung der Wände im Einbindebereich errechnet sich zu

$$Q_3 = 0,5 \cdot k_B (H - h) \cdot f \cdot l$$

mit:

$k_B$  Durchlässigkeitskoeffizient der Basisabdichtung  
 $f$  Formfaktor (HARR 1962).

Der Formfaktor  $f$  kann für eine Kammer der Breite  $b$  aus den Nomogrammen der Abb. 4.6 ermittelt werden.

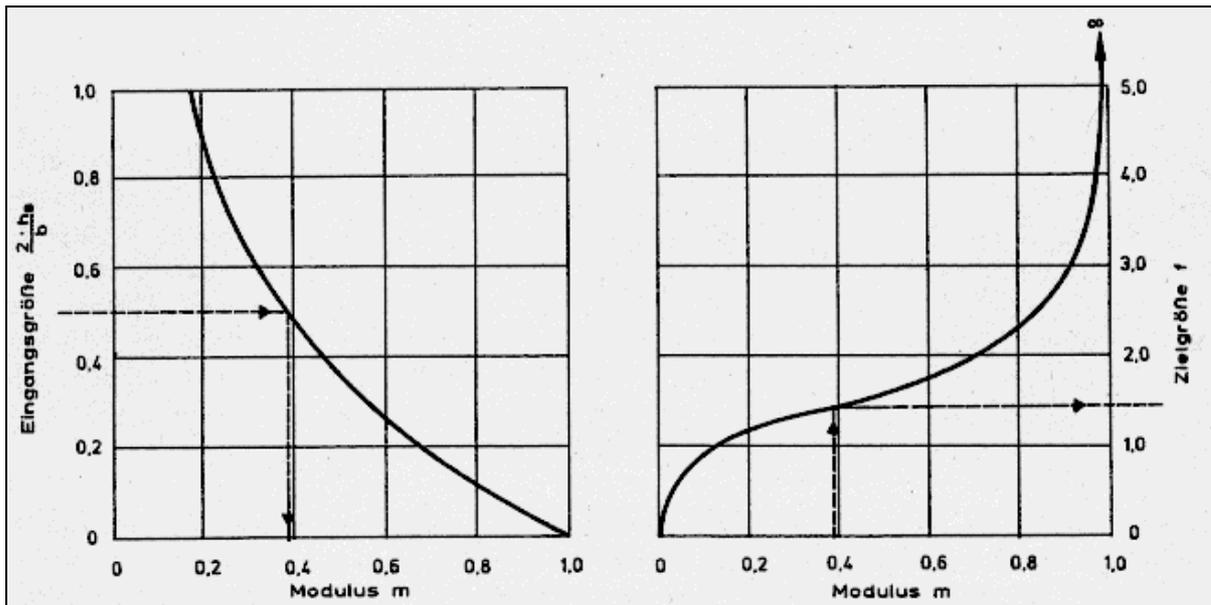


Abb. 4.6 Nomogramme zur Ermittlung des Formfaktors  $f$  (HARR 1962)

Die während der Meßdauer  $t$  in die Kammer mit der eingeschlossenen Grundfläche  $A$  einströmende Wassermenge  $Q_Z$  ergibt sich aus dem gemessenen Wiederanstieg  $s$  unter entsprechender Berücksichtigung des Porenanteils  $n$  im Anstiegsbereich:

$$Q_Z = \frac{s \cdot A \cdot n}{t}$$

Durch Gleichsetzen der in die Kammer einströmenden Wassermenge  $Q_Z$  mit den Durchflüssen  $Q_w$  und  $Q_3$  kann die Wanddurchlässigkeit  $k$  bei bekanntem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_B$  der Basisabdichtung nach folgender Beziehung berechnet werden:

$$k = \frac{2 \cdot d}{(H^2 - h^2) \cdot l} \left[ \frac{s \cdot A \cdot n}{t} - 0,5 \cdot k_B \cdot (H - h) \cdot f \cdot l \right] \quad (4.4)$$

Verändert sich die Dichtwandtiefe oder der Außenwasserspiegel im Bereich der betrachteten Kammer, so ist eventuell eine verfeinerte Berechnung sinnvoll. Dazu kann die abgewinkelte Dichtwand in einzelne Bereiche mit einer Länge von z. B. 2 m aufgeteilt werden. Die im allgemeinen trapezförmigen Wandflächen eines Teilbereichs werden anschließend in flächengleiche Rechtecke umgewandelt und hinsichtlich ihrer hydraulischen Beanspruchung vorerst jeweils einzeln betrachtet. Aus den zuvor dargestellten Grundgleichungen ergibt sich die Systemdurchlässigkeit einer Dichtwandkammer mit  $p$  Einzelabschnitten zu:

$$k = \frac{2 \cdot d}{\sum_{i=1}^p (H_i^2 - h_i^2) \cdot l_i} \left[ \frac{s \cdot A \cdot n}{t} - \frac{k_B}{2} \cdot \sum_{i=1}^p (H_i - h_i) \cdot f \cdot l_i \right] \quad (4.5)$$

### 4.4.5 Kontrollpegel

Sowohl für die hydraulischen Tests als auch zur Leckageortung sind **Kontrollpegel** erforderlich, mit denen die Wasserstände innerhalb und außerhalb der Dichtwand gemessen werden können. Die Kontrollpegel werden allgemein jeweils als gegenüberliegendes Paar angeordnet. Wesentlich hierbei ist, daß die Bohrungen möglichst nah an der Dichtwand niedergebracht, jedoch auf jeden Fall außerhalb der Penetrationszone (Abschnitt 2.3.4.3) angeordnet werden. Der Abstand der Pegel parallel zur Dichtwandtrasse ist projektspezifisch festzulegen. Beim Hinweis auf eine Leckage kann der Abstand zur genaueren Ortung je nach Erfordernis verkürzt werden. Die konstruktive Ausbildung der Kontrollpegel entspricht sinngemäß einem Sickerpegel (Abb. 4.1). Für Langzeituntersuchungen ist die Möglichkeit zur Spülung vorzusehen.

Stehen im Bereich der Dichtwand mehrere Grundwasserhorizonte an, so sind die Kontrollpegel bis auf unterschiedliche Tiefen abzuteufen. Damit lassen sich die Grundwasserdruckhöhen der verschiedenen Aquifere beziehungsweise Änderungen der Grundwasserhöhen getrennt erfassen. Auch die bis in verschiedene Tiefen niedergebrachten Kontrollpegel sollten paarweise innerhalb und außerhalb der Einkapselung angebracht werden.

## 5 Qualitätssicherung

### 5.1 Grundlagen der Qualitätssicherung

#### 5.1.1 Allgemeines

Qualität (qualis = wie beschaffen) ist die Beschaffenheit eines Gegenstands bezüglich seiner Eignung, festgelegte und vorausgesetzte Erfordernisse zu erfüllen. Die Aufgabe der Qualitätssicherung (QS) besteht dementsprechend darin, die angestrebten Eigenschaften sicherzustellen und die erreichte Beschaffenheit durch Prüfungen nachzuweisen und zu dokumentieren. Sofern die grundlegenden Absichten und Zielsetzungen zur Qualität erst einmal geklärt sind, kann bei der Qualitätssicherung gemäß DIN 55350, Teil 11, allgemein zwischen der Qualitätsplanung, der Qualitätslenkung und der Qualitätsprüfung unterschieden werden. Die Qualitätsplanung umfaßt im wesentlichen das Auswählen, das Klassifizieren und das Gewichten der qualitätsmitbestimmenden Eigenschaften sowie das Konkretisieren aller Einzelanforderungen an die gewünschte Beschaffenheit unter Berücksichtigung der Realisierungsmöglichkeiten. Die Qualitätslenkung soll anschließend mit vorbeugenden, überwachenden und korrigierenden Maßnahmen dafür sorgen, daß die Qualitätsforderungen bei der Realisierung des Gegenstands auch erreicht werden. Mit der Qualitätsprüfung wird schließlich festgestellt, inwieweit die Erfordernisse erfüllt sind.

Im Bauwesen ist eine umfassende Qualitätssicherung generell eine Selbstverständlichkeit. So sind zum Beispiel bei Beton- und Stahlbetonbauwerken die Ausführung und Bemessung mit den zugehörigen Maßnahmen zur Qualitätsplanung (z. B. Anforderungen an die einzelnen Materialien und den aufbereiteten Beton), zur Qualitätslenkung (z. B. Angaben zum Aufbereiten, Fördern und Nachbehandeln des Betons, zum Betonieren bei kühler Witterung, zu Schutzmaßnahmen) und zur Qualitätsprüfung (z. B. Betonprüfungen zum Nachweis der erreichten Festigkeitseigenschaften) detailliert in der DIN 1045 zusammengefaßt. Wie in diesem Fall soll die Qualitätssicherung im Bauwesen grundsätzlich dazu führen, daß die Ausführung des Bauwerks mit den geplanten und zur Ausführung genehmigten Unterlagen übereinstimmt und daß die allgemein anerkannten Regeln der Technik und die einschlägigen Vorschriften eingehalten werden.

Auch für die Bauverfahren des Spezialgrundbaus, die wie die Schlitz- und Schmalwand-, Spundwand-, Injektions- oder Bohrpfehltechnik zur seitlichen Umschließung von Altlasten eingesetzt werden können, enthalten die zugehörigen DIN-Normen bereits allgemeine Angaben zur Qualitätssicherung. Diese Angaben beziehen sich jedoch zunächst nur auf den klassischen Einsatz der Bauverfahren zur Sicherung von Geländesprüngen, zur Verbesserung der Baugrundtragfähigkeit sowie zur Abdichtung gegen Grundwasser und sind deshalb nur mit entsprechenden Ergänzungen oder Änderungen auf die Herstellung von Sicherungsmaßnahmen für Altlasten übertragbar. Hier bestehen allgemein besonders hohe Anforderungen an die hydraulische Wirksamkeit und die Beständigkeit der eingesetzten Baustoffe und der daraus hergestellten Bauwerke.

Für die Sicherung von Altlasten wurden aus diesem Grund unter anderem auch besondere Empfehlungen zur Qualitätssicherung erarbeitet (GDA 1993). Ziel der Empfehlungen ist insbesondere, durch intensive qualitätssichernde Maßnahmen die Wahrscheinlichkeit von Material- und Herstellungsfehlern zu vermeiden und damit die Gesamtsicherheit des Bauwerks zu erhöhen. Zur Qualitätsplanung gehören bei der Herstellung spezialtiefbaulicher Dichtsysteme zunächst die Verfahrensauswahl und die Auswahl geeigneter Materialien auf der Basis der Qualitätsanforderungen beziehungsweise der mit der Abdichtungsmaßnahme zu erreichenden Zielsetzung. Für die Bauverfahren Schlitz- und Schmalwandtechnik sind Hinweise hierzu ebenso wie Maßnahmen zur Qualitätslenkung vorrangig bereits in den Abschnitten 2 und 3 zusammengestellt. Die Qualitätssicherung hat, vergleichbar mit der Güteüberwachung gemäß DIN 18200 für bauaufsichtlich zugelassene Baustoffe, Bauteile und Bauarten, mindestens zweistufig zu erfolgen, zum einen als Eigenprüfung durch den Hersteller und zum anderen als Fremdprüfung durch ein unabhängiges Institut oder Ingenieurbüro. Die Eigen- und Fremdprüfung umfassen sowohl die Prüfung der verwendeten Baustoffe und deren Verarbeitung als auch die Überwachung aller qualitätsbestimmenden Arbeiten, Stoffeigenschaften und geplanten Funktionen. Die vom Bauherrn in Abstimmung mit der Genehmigungsbehörde beauftragte fachtechnisch kompetente Fremdprüfung sollte dabei nicht nur die Ergebnisse der Eigenprüfung kontrollieren und durch sinnvolle Überwachungsprüfungen ergänzen, sondern im Sinne der Qualitätslenkung auch die gesamten Herstellungsarbeiten beratend begleiten. Durch die zuständige Überwachungsbehörde wird gegebenenfalls zusätzlich stichprobenhaft geprüft.

Die zur Herstellung der Abdichtungsmaßnahme vorgesehenen Baustoffe und Bauverfahren sind in der Regel in jedem Einzelfall gesondert auf ihre Eignung zu prüfen. Dazu ist zunächst im Labor in Vorversuchen nachzuweisen (Abschnitt 3), daß die ausgewählten Abdichtungsmaterialien die vom Planer unter Berücksichtigung der projektspezifischen Randbedingungen festgelegten Anforderungen auch erfüllen. Spätestens zu Beginn der Baumaßnahme sind dann in einem Großversuch (Abschnitt 4.3) die Eignung des Abdichtungsmaterials sowie der zum Einbau vorgesehenen Bauverfahren und Baugeräte unter Baustellenbedingungen zu überprüfen. Der Großversuch dient gleichzeitig dazu, einerseits den Geräteeinsatz und die Arbeitsabläufe zu optimieren und andererseits die Qualitätsplanung zu ergänzen sowie die Maßnahmen zur Qualitätslenkung und zur Qualitätsprüfung abzustimmen.

## 5.1.2 Qualitätssicherungssystem

Das baubegleitende System der Qualitätssicherung wird im einzelnen in einem Qualitätssicherungssicherungsplan (QS-Plan) festgelegt, der in Orientierung an die TA Abfall (1991), die TA Siedlungsabfall (1993) und die GDA (1993) für die Bauausführung mindestens folgendes veranschaulichen sollte:

- die Verantwortlichkeit für die Aufstellung, Durchführung und Kontrolle der Qualitätssicherung,
- die Ergebnisse der Eignungsprüfungen als Bezugsgrößen für die Qualitätsprüfungen,
- die Maßnahmen zur Qualitätslenkung (einschließlich einer Herstellungsbeschreibung der geplanten Dichtwand),
- die Art und die Anzahl der Qualitätsprüfungen an den angelieferten Baustoffen (Eingangsprüfung), bei der Verarbeitung (Verarbeitungsprüfung) und am fertigen Bauteil (Abnahmeprüfung) und

- die Art der Dokumentation der Herstellung.

Der QS-Plan sollte in seinen wesentlichen Grundzügen bereits im Zusammenhang mit der geotechnischen Entwurfsbearbeitung konzipiert und mit der Genehmigungsbehörde abgestimmt werden. Damit der Bieter die Möglichkeit erhält, die Qualitätsforderungen sowie Art und Umfang der Qualitätssicherung bei der Angebotsbearbeitung entsprechend zu berücksichtigen, kann das QS-Konzept der Ausschreibung beigefügt werden. Der Bieter ist in diesem Fall jedoch darauf hinzuweisen, daß sich mit der Durchführung und Bewertung des Großversuchs (Abschnitte 4.3 und 4.4) noch Änderungen des QS-Plans ergeben können.

Das im Rahmen der Qualitätskontrollen mindestens zweistufig durchzuführende Überwachungsprogramm aus Eigen- und Fremdprüfung (Abschnitt 5.1.1) umfaßt im wesentlichen

- die Eingangsprüfung der zu verarbeitenden Baustoffe,
- die begleitend durchzuführenden Prüfungen bei der Verarbeitung der Baustoffe und
- die Überprüfung aller qualitätsbestimmenden Stoffeigenschaften, Arbeiten und Funktionen.

Die Durchführung der Prüfungen, insbesondere der Zeitpunkt der Probennahme sowie die Vorlage der Versuchsergebnisse und der Bewertungen durch den Eigenprüfer und den Fremdprüfer, sind den Bedürfnissen des Herstellungsvorganges anzupassen.

Die Fremdprüfung führt auch die Abnahmeprüfungen durch, wobei die Ergebnisse der Prüfungen zur Qualitätssicherung zu berücksichtigen sind. Bei der Abnahme von Teilleistungen ist sicherzustellen, daß die bereits abgenommenen Teile weder durch nachfolgende Baumaßnahmen noch durch andere Einflüsse in ihren Eigenschaften ungünstig verändert werden. Des weiteren ist sicherzustellen, daß auf der Baustelle eine ständige fachtechnische Beaufsichtigung durch den Eigenprüfer des Herstellers und den Fremdprüfer gegeben ist. Sämtliche Untersuchungen der Eigen- und Fremdprüfung sind vollständig zu dokumentieren. Die Dokumentation ist Bestandteil der Bauabnahme.

Die Schlußabnahme wird vom Inhaber der Genehmigung zur Errichtung der Dichtmaßnahme bei der zuständigen Überwachungsbehörde beantragt. Dabei werden die Dokumentation und die Bewertung der Baumaßnahme und des Bauwerks durch den Fremdprüfer vorgelegt, in denen insbesondere Prüfvermerke enthalten sind über

- die planmäßige Ausführung von Teilleistungen und des Gesamtbauwerks und
- die Einhaltung der Anforderungen des Qualitätssicherungsplanes.

## 5.2 Materialprüfungen zur Qualitätskontrolle

### 5.2.1 Eingangsprüfungen für Suspensionskomponenten

Die in der Schlitz- und Schmalwandtechnik eingesetzten Suspensionen können aus einer Reihe verschiedener Mischungskomponenten zusammengesetzt sein (Abschnitt 2.5). Sämtliche Baustoffe wie Wasser, Bentonit, mineralische Füllstoffe, hydraulische Bindemittel usw. sind bei ihrer Anlieferung auf der Baustelle im Rahmen der Eingangsprüfungen entsprechend zu überprüfen. Ein detaillierter Überblick der dafür zur Verfügung stehenden geotechnischen

Untersuchungsverfahren ist in Abschnitt 3 enthalten. Hinweise zu dem Prüfungsumfang gibt Tabelle 5.1. In besonderen Situationen kann es erforderlich werden, den Aufwand projektspezifisch zu erweitern beziehungsweise zu verdichten. Bei Einsatz des Zweiphasensystems sind auch die Baustoffe der Stützsuspension (Bentonitsuspension) zu prüfen. Von den angelieferten Baustoffen werden zusätzlich Rückstellproben genommen.

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit
Trinkwasser	entfällt		
Brauchwasser	pH-Wert Leitfähigkeit Gesamthärte	Meßstreifen, pH-Meter Leitfähigkeits-Meßgerät chem. Analyse	1 x vor Baubeginn, danach regelmäßige Wiederholungen
Bentonit	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Filtratwasserabgabe Wasseraufnahmevermögen	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse DIN 18132	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben
Mineralische Füllstoffe	Wasseraufnahmevermögen  u. U. Überkornanteil Ø 0,125 mm	DIN 18132 Alternative: Filtratwasserabgabe, Absetzverhalten Sieb	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben
Hydraulische Bindemittel	Angabe von BLAINEWert und Hüttensandanteil auf Lieferschein	Im Bedarfsfall Nachprüfung der Werte durch ein Zementlabor an Rückstellproben	
Fertigmischungen	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Filtratwasserabgabe - Auslaufzeit - Wichte	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse MARSH-Trichter Spülungswaage	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben

Tabelle 5.1 Eingangsprüfung an Dichtwandbaustoffen (GDA 1993)

## 5.2.2 Ausführungsprüfungen an Suspensionen und Dichtmassen

Die aus den Mischungskomponenten hergestellten Dichtsuspensionen und -massen sind im Rahmen der Ausführungsprüfungen regelmäßig zu kontrollieren. Bei Einsatz des Zweiphasensystems gilt dies auch für die Stützsuspension (Phase 1). Die folgenden Tabellen enthalten die Angaben der GDA (1993) zu Art und Umfang der für Schlitzwände des Ein- und Zweiphasensystems (Tabellen 5.2 und 5.3) sowie für Schmalwände (Tabelle 5.4) vorgesehenen Prüfungen, die den projektspezifischen Erfordernissen - wie die Vorschläge zu den Eingangsprüfungen - gegebenenfalls durch Erweiterungen der Prüfverfahren beziehungsweise Verdichtungen des Prüfungsumfanges anzupassen sind.

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit und Probenentnahmestelle
Dichtwand-Mischung	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Filtratwasserabgabe - Auslaufzeit - Wichte - Sandgehalt (nicht am Zulauf)	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse MARSH-Trichter Spülungswaage Sandgehalt-Meßgerät nach API	am Zulauf 2 x pro Element, mind. 3 x pro Schicht aus dem Dichtwandschlitz vom Kopf- und Fußbereich der Wand je 250 m <sup>2</sup> Wandfläche (125 m <sup>2</sup> je Prüfung)
	Durchlässigkeitsbeiwert einaxiale Druckfestigkeit	Abschnitt 3.4.7.5 Abschnitt 3.4.6.3	aus dem Dichtwandschlitz vom Kopf- und Fußbereich der Wand je 1x pro 1000 m <sup>2</sup> Wandfläche (500 m <sup>2</sup> je Prüfung)
	Anmerkung: Für die Probengewinnung ist ein Entnahmeggerät zu verwenden, welches die Materialentnahme aus der gewünschten Tiefe des Wandelements sicherstellt.		

Tabelle 5.2 Ausführungsprüfungen an Einphasen-Dichtwänden (GDA 1993)

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit und Probenentnahmestelle
Phase 1/Stützsuspension (Wasser/Bentonit)	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Filtratwasserabgabe - Wichte	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse Spülungswaage	am Zulauf 1 x pro Schicht
	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Wichte	Pendelgerät, Kugelharfe Spülungswaage	aus dem Dichtwand-schlitz 1 x pro Element ca. 0,3 m über Schlitzsohle vor Austausch gegen Phase 2
Anmerkung: Zur Sicherstellung eines vollständigen Austausches dürfen die Fließgrenze 70 N/m <sup>2</sup> und die Wichte 13 kN/m <sup>3</sup> nicht überschreiten (DIN 4126)			
Phase 2/Zweitmasse (Dichtwandmasse)	- Wichte	Probewürfel-Form (15 x 15 x 15 cm) und Waage	aus Anlieferung 1 x pro 250 m <sup>2</sup> Wandfläche
	- Ausbreitmaß	Ausbreittisch	
	Anmerkung: Zur Sicherstellung eines vollständigen Austausches darf die Wichte 18 kN/m <sup>3</sup> nicht unterschreiten.		
	Durchlässigkeitsbeiwert einaxiale Druckfestigkeit	Abschnitt 3.4.7.5 Abschnitt 3.4.6.3	aus Anlieferung 1 x pro 1000 m <sup>2</sup> Wandfläche

Tabelle 5.3 Ausführungsprüfungen an Stützsuspensionen und Zweiphasen-Dichtmassen (GDA 1993)

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit und Probenentnahmestelle
Schmalwandmischung	Wichte	Spülungswaage	am Zulauf 3 x pro Schicht
	Durchlässigkeitsbeiwert einaxiale Druckfestigkeit	Abschnitt 3.4.7.5 Abschnitt 3.4.6.3	am Zulauf 1 x pro 1000 m <sup>2</sup> Wandfläche

Tabelle 5.4 Ausführungsprüfungen an Schmalwand-Dichtmassen (GDA 1993)

## 5.3 Herstellkontrollen

Neben den Untersuchungen an den Mischungskomponenten (Abschnitt 5.2.1) und den aufbereiteten Dichtmassen (Abschnitt 5.2.2) sind während der Ausführung von Schlitz- und Schmalwänden verschiedene Herstellkontrollen vorzusehen. Auch hierzu schlagen die GDA (1993) verschiedene Prüfungen und Prüfmethode vor, die ebenfalls an die projektspezifischen Erfordernisse anzupassen sind. Hinsichtlich einzelner Parameter kann eine Ergänzung der Vorgaben der GDA sinnvoll sein. Empfehlungen hierzu sind in Abschnitt 3 behandelt, für die Überschneidung benachbarter Dichtelemente insbesondere in Abschnitt 3.9.2.

Die Tabelle 5.5 enthält die nach GDA (1993) vorzusehenden Ausführungskontrollen für die Schlitzwandherstellung, die Tabelle 5.6 entsprechende Empfehlungen für die Herstellung einer Schmalwand. Wird die Dichtwand im Einphasenverfahren im kontinuierlichen Aushubbetrieb mit einem Tieflöffel-Bagger hergestellt, wird eine Überprüfung pro 10 m Wandlänge empfohlen. Bei einer Zweiphasen-Dichtwand ist die Lagegenauigkeit der einzelnen Dichtelemente vor dem Massenaustausch, das heißt vor dem Einbau der eigentlichen Dichtmasse, festzustellen.

Parameter	Prüfung	Prüfverfahren	Häufigkeit und Probenentnahmestelle
Lagegenauigkeit	Schichtenfolge	Aushub	fortlaufend
	Tiefe der Dichtwand	Lotung	1 x pro Element
	Einbindemaß des Wandfußes	Aushub, Probenentnahme	1 x pro Element
	Vertikalität der Dichtwand	Lotung mit 2 Meßseilen an Greiferschalen beziehungsweise Inklinometereinsatz	1 x pro Element
	Überschneidungsmaß der Wandelemente	Lotung mit 2 Meßseilen an Greiferschalen beziehungsweise Inklinometereinsatz	1 x pro Lamelle
	Anmerkung: Bei kontinuierlichem Aushubbetrieb mit Tieflöffel-Bagger eine Überprüfung pro 10 m Wandlänge		

Tabelle 5.5 Herstellungskontrollen bei der Schlitzwandherstellung (GDA 1993)

Parameter	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit und Probenentnahmestelle
Lagegenauigkeit	Erreichen des Einbindehorizontes	Zeit-Weg-Diagramm der Rüttelbohle	fortlaufend
		Druck-Mengen-Diagramm der Verpreßpumpe	fortlaufend
	Vertikalität	Inklinometer am Mäkler	fortlaufend optisch
		Kontrolle mit 2-m-Wasserwaage an Rüttelbohle	1 x pro Schicht

**Tabelle 5.6 Herstellungskontrollen bei der Schmalwandherstellung (GDA 1993)**

Für die Überprüfung eines ausreichenden Überschneidungsmaßes sowie der Vollzähligkeit der Schmalwandstiche empfehlen die GDA (1993), die fertiggestellte Schmalwand vom Arbeitsplanum aus so weit freizulegen, daß die Wand mit der Lage der einzelnen Stiche sichtbar wird.

In den Empfehlungen der DVWK (1990) werden zur Herstellungskontrolle bei Dichtungsschmalwänden ergänzend folgende baubegleitende Untersuchungen und Messungen vorgeschlagen:

- tiefenabhängige Leistungsaufnahme des Rüttlers und
- Kontrolle des Flüssigkeitsspiegels im Vorratsgraben durch Augenschein.

Zur Kontrolle der ausreichenden Einbindung in die Basisabdichtung wird zusätzlich eine Probenahme mit einer "Mitnehmernase" am Fuße des Verdrängungskörpers empfohlen (Abschnitt 3.9.2).

## 5.4 Systemprüfung

Nach Fertigstellung des Dichtungsbauwerks wird zum Nachweis der Integrität eine Systemprüfung vorgenommen. Die Systemprüfung wird als Pumpversuch durchgeführt. Für die Messung der Wasserganglinien innerhalb und außerhalb des Dichtungstopfes sind Kontrollpegel anzuordnen (Abschnitt 4.4.5). Für die Dauer der Prüfung sollte der Zutritt von Niederschlags- und Oberflächenwasser in den Dichtungstopf unterbunden werden.

Bei einschaligen Dichtwandssystemen wird der Wasserspiegel im Dichtungstopf abgesenkt. Durch Messung der Wasserspiegeldifferenzen in den Pegeln innerhalb und außerhalb des Dichtungstopfes kann die hydraulische Wirksamkeit der Dichtwand rechnerisch abgeschätzt werden. Die Auswertung kann mit Hilfe potentialtheoretischer Methoden oder näherungsweise nach Abschnitt 4.4.3.2 erfolgen. Diese am Gesamtsystem ermittelten Durchlässigkeiten

können mit den in Großversuchen (Abschnitte 4.3 und 4.4) festgestellten lokalen Systemdurchlässigkeiten verglichen werden. Sind örtlich Leckagen vorhanden, bewirken die daraus resultierenden lokal verstärkten Wasserzutritte in den Dichtungstopf auf der Innenseite eine Erhöhung des Wasserstandes (Quelle) und auf der Außenseite eine Verringerung (Senke). Durch die paarweise beidseitig der Dichtwand angeordneten Kontrollpegel (Abschnitt 4.4.5) können Quellen und Senken lokalisiert werden.

Im Betriebszustand kann eine permanente Systemprüfung anhand der Pumpmenge, die zur Aufrechterhaltung der Inversionsströmung erforderlich ist, durchgeführt werden.

Für die Systemprüfung bei Kammersystemen wird der Innenwasserspiegel in jeder Kammer zunächst um ein bestimmtes Maß abgesenkt. Anschließend wird entweder die Fördermenge so einreguliert, daß der Wasserspiegel auf dem abgesenkten Niveau beharrt, oder die Förderung wird eingestellt und der Wiederanstieg des Wasserspiegels beobachtet. Die Durchlässigkeit jeder Kammer kann rechnerisch nach Abschnitt 4.4.4 ermittelt werden. Für die Inversionsströmung bei Kammersystemen ist der Wasserspiegel innerhalb des Dichtungstopfes gegenüber den Kammerwasserspiegeln abzusenken (Abschnitt 2.4.5).

## 5.5 Nachdichtungsverfahren

Die Bauverfahren mit Suspensionsstützung wie die Schlitz- und die Schmalwandtechnik haben sich in den letzten Jahren zur Altlastensicherung gegenüber anderen Verfahren mehr und mehr durchgesetzt. Dies liegt unter anderem daran, daß die Dichtwandqualität relativ selten durch herstellungsbedingte Mängel beeinträchtigt wird, die zudem durch die Kontrollmessungen allgemein noch während der Herstellung erkannt und dann in der Regel behoben werden können. Dennoch denkbare Fehlstellen, die im Rahmen einer Systemprüfung durch erhöhte Systemdurchlässigkeiten festgestellt werden (Abschnitt 5.4), haben ihre Ursache z. B. in unzulässig großen Lotabweichungen oder Verdrehungen zwischen den Einzellamellen oder -stichen oder in Feststoffverlagerungen innerhalb eines Dichtelementes. Hierfür besteht wie bei allen Sicherungsmaßnahmen die Forderung der Reparierbarkeit.

Wesentlich für die Wahl eines Nachdichtungsverfahrens ist der Zeitpunkt der Schadensfeststellung. Werden die Mängel durch das herstellungsbegleitende Meßprogramm (Abschnitt 5.3) bereits frühzeitig erkannt und geortet, kann eine gezielte Nachbesserung für Einphasen-Schlitzwände beispielsweise durch die in Abb. 5.1 schematisch dargestellten Prinzipien erfolgen. Eine Übertragbarkeit der dargestellten Lösungen auf die Schmalwandtechnik ist prinzipiell möglich.

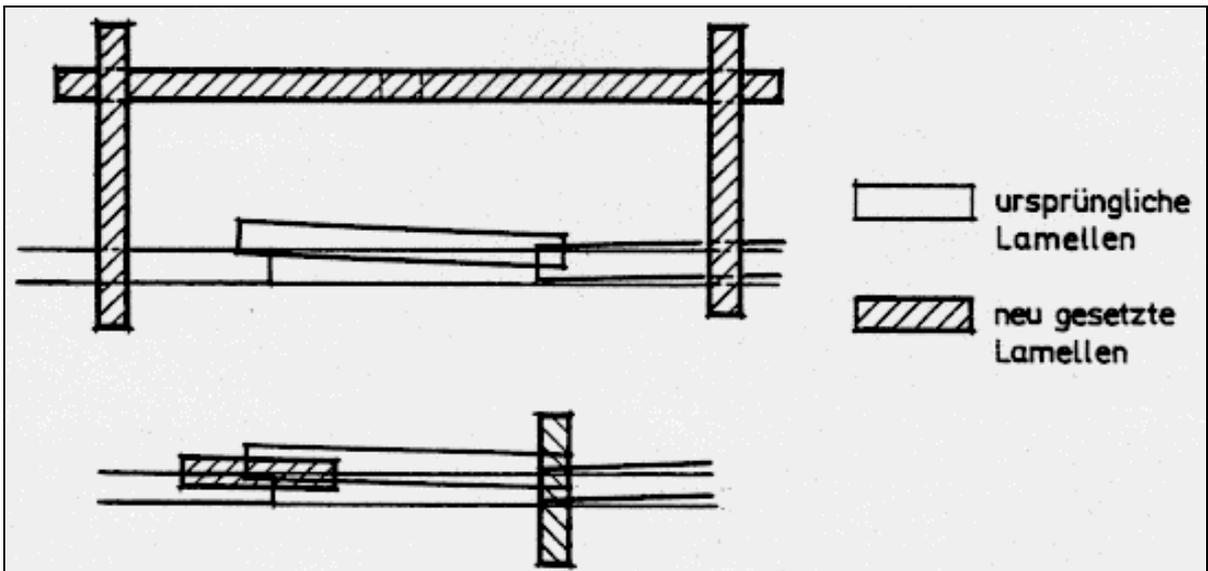


Abb. 5.1 Schematische Darstellung von Nachbesserungsmöglichkeiten bei frühzeitig erkannten Mängeln

Werden erhöhte Durchlässigkeiten dagegen erst nach Abbau der Baustelleneinrichtungen im Zuge einer hydraulischen Prüfung als Systemprüfung erkannt, kann die Mängelbeseitigung prinzipiell mit verschiedenen Verfahren beziehungsweise Verfahrenskombinationen durchgeführt werden, deren Einsatz von projektspezifischen Kriterien abhängig ist. Hierbei bietet sich im wesentlichen der Einsatz der Injektionstechnik an, für die bereits große Erfahrungen zur Nachdichtung im Dammbau vorliegen. In Abb. 5.2 ist die Anordnung von Injektionen zur nachträglichen Abdichtung von Fehlstellen schematisch dargestellt. Mit ähnlicher Anordnung kann auch das Jet-Grouting Anwendung finden (DONEL 1985). Die Wahl des Verpreßmittels ist nach projektspezifischen Kriterien zu treffen.



Abb. 5.2 Schematische Darstellung von Nachbesserungen mittels der Injektionstechnik (DONEL 1985)

## 6 Hinweise für die Ausschreibung

Im Vergleich zu vielen anderen Grundbauwerken stellen Dichtsysteme zur Einkapselung kontaminierter Standorte aufgrund der von Projekt zu Projekt wechselnden Randbedingungen und Qualitätsanforderungen in jedem einzelnen Fall eine hochgradig spezialisierte Einzelanfertigung dar. Erfahrungen aus der Planung und der Ausführung eines Projektes sind deshalb nicht ohne weiteres auf andere Projekte übertragbar. Die in den Abschnitten 2 und 3 zum Teil bereits dargestellten besonderen Probleme und Anforderungen bei der Herstellung eines Dichtsystems können sich einerseits aus den bodenmechanischen, hydrogeologischen und chemischen Randbedingungen ergeben. Andererseits können sich zusätzliche Probleme ergeben

- aufgrund der rheologischen Eigenschaften der Dichtmassen,
- aufgrund der Wechselbeziehungen zwischen der frischen Suspension und dem anstehenden Boden, wobei alle denkbaren, sich gegenseitig beeinflussenden Feststoffverlagerungen durch die gewählte Rezeptur mit beeinflusst werden (Abschnitt 2.3.4),
- aufgrund möglicher baubetrieblicher Einflüsse auf die Systemdurchlässigkeit, z. B. durch mechanische Beanspruchung, beim Abbinden der Dichtmasse und
- hinsichtlich der erforderlichen Beständigkeit der Dichtung gegenüber den baustoffrelevanten Schadstoffen.

Die Planung und die Ausschreibung der Baumaßnahme müssen auf diese komplexen Zusammenhänge abgestimmt werden. Dabei sind zur Erstellung eines integren Bauwerkes alle maßgeblichen Einflüsse (Bodenfolgen, Kornaufbau, bodenmechanische Kennwerte, Fließ-, Penetrations-, Filtrations- und Sedimentationsverhalten sowie Feststoffaufnahme der gewählten Dicht suspension, baubetriebliche Einflüsse, Schadstoffpotential der Altlast) zu berücksichtigen. Verfügt der Bauherr nicht über die notwendige Sachkunde, sollte deshalb sowohl bei der Planung des Bauwerks als auch bei der Erstellung der Unterlagen für die Ausschreibung eine fachkundige Stelle hinzugezogen werden.

Ohne die Bestimmungen der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) im einzelnen zu zitieren, ist für die Ausschreibung wesentlich, daß

- die Leistungen so eindeutig und so erschöpfend beschrieben werden, daß sie von allen Bewerbern im gleichen Sinne verstanden und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnet werden können,
- den Bewerbern keine ungewöhnlichen Wagnisse aufgebürdet beziehungsweise die Übernahme vorab nicht erkundeter Risiken zugemutet werden und daß
- für die Bearbeitung der Angebote bei den gegebenen komplexen Zusammenhängen genügend Zeit vorgesehen wird.

Die Ausschreibungsunterlagen sollten insbesondere folgende Angaben enthalten:

- Wesentlich ist zunächst eine umfassende Darstellung der Untergrundverhältnisse entlang der geplanten Dichtwandtrasse sowie der für die Erstellung eines integren Bauwerks relevanten Bodenkennwerte. Auf baubetriebliche oder verfahrenstechnische Hindernisse ist hinzuweisen.

- Die Ausschreibung sollte einen Anforderungskatalog enthalten, in dem die spezifischen Anforderungen an die Dichtwand, insbesondere an die in situ zu erreichende Systemdurchlässigkeit und an das erforderliche Spannungs-Verformungs-Verhalten, ausführlich dargelegt sind. Es ist dabei entsprechend zu berücksichtigen, daß die Systemdurchlässigkeit der in situ hergestellten Dichtung im allgemeinen höher liegt als die vorab im Labor untersuchte Substanzdurchlässigkeit.
- Wegen des allgemein hohen Zeitbedarfs für Eignungsuntersuchungen ist die Ausgangsrezeptur für die Dichtsuspension, die auf die besonderen projektspezifischen Anforderungen abgestimmt ist, vorab zu ermitteln und mit den Ausschreibungsunterlagen mitzuteilen. Dabei sollten sowohl die verwendeten Mischungskomponenten als auch die im Labor gewählte Aufbereitungstechnik so genau beschrieben werden, daß die Bewerber danach ihre Aufbereitungsanlage zusammenstellen sowie gegebenenfalls Rezepturen für Sondervorschläge angeben können.
- Die Schadstoffbelastungen im Grundwasser und im Boden sind im Hinblick auf ihre Auswirkung auf die Suspensionsrheologie und auf die Beständigkeit der abgebundenen Dichtmasse sowie im Hinblick auf die arbeitsschutztechnischen Belange anzugeben. Die in der Ausschreibung vorgegebenen Rezepturen müssen auf die genannten Belastungspotentiale abgestimmt sein. Gleichzeitig muß die Darstellung den Bietern ermöglichen, Suspensionsrezepturen für Sondervorschläge zu entwickeln.
- Bei Schmalwänden sollte seitens der Planung auf Bereiche hingewiesen werden, in denen mit der Gefahr der Entwicklung von Porenwasserüberdrücken zu rechnen ist (Abschnitt 2.3.6.2). Näheres ist in situ durch Großversuche (Abschnitt 4.3.3) zu klären, worauf nachfolgend noch näher eingegangen wird.
- Sofern der Großversuch vorab und unabhängig von der eigentlichen Dichtwandherstellung durchgeführt wurde, sind die dabei gewonnenen Ergebnisse und Erfahrungen bei der Leistungsbeschreibung entsprechend zu berücksichtigen.

Weiterhin sollten in der Ausschreibung folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Die Eignung der vom Bieter vorgesehenen Aufbereitungstechnik ist in Probeläufen nachzuweisen (Abschnitt 4.2). Dabei spielt es zunächst keine Rolle, ob sich die Anlage für die Probeläufe bereits auf der Baustelle befindet. Wesentlich ist, daß der Unternehmer bereits frühzeitig nachweist, daß die Kennwerte der vorgegebenen Rezepturen, die im Rahmen der Voruntersuchungen im Labor ermittelt wurden, mit der vorgesehenen Anlage erreicht werden. In den Aufbereitungsversuchen ist auch zu berücksichtigen, daß die Suspensionsförderung durch eine längere Rohrleitung vom Mischer zum Einbauort einen wesentlichen Anteil am Gesamtmischvorgang bilden kann. Allgemein ist von mehreren Probeläufen der Mischanlage auszugehen, damit gegebenenfalls unter Einbeziehung der Fachbauleitung noch Änderungen der Aufbereitungsabfolge vorgenommen werden können, um die Mischanlage im Hinblick auf die Einhaltung vorgegebener Kennwerte zu optimieren und um die Kontinuität und Reproduzierbarkeit der Aufbereitung nachzuweisen. Finden die Probeläufe nicht auf der Einsatzbaustelle statt, so ist der Eignungsnachweis der Mischanlage und -technik dort vor Beginn der Dichtwandarbeiten zu wiederholen.

- Im Bereich der Dichtwandtrasse sind Probeschlitze beziehungsweise Probestiche vorzusehen (Abschnitt 4.3). Diese Großversuche sind mit Suspensionen durchzuführen, die bereits unter Baustellenbedingungen aufbereitet wurden. Bei Schlitzwänden sind mindestens eine Vorläufer- und eine Nachläuferlamelle, bei Schmalwänden mehrere Stiche herzustellen. In allen Phasen des suspensionsgestützten Aushubs beziehungsweise des Einbaus der Zweitmasse sind alle herstellungs- und abdichtungsrelevanten Suspensionskennwerte zu bestimmen und zu protokollieren.
- Die Überschneidung zwischen benachbarten Dichtwandlamellen ist durch ein geeignetes meßtechnisches Verfahren (z. B. Inklinometer) nachzuweisen, welches für die beiden Stirnseiten jeder Lamelle kontinuierlich die tiefenabhängige Lotabweichung wiedergibt und es auch ermöglicht, in jeder Tiefe die Verdrehung der Lamellen um ihre Vertikalachse zu bestimmen. Gleiches gilt prinzipiell auch für die Herstellung von Schmalwänden (Abschnitt 2.2.). Auf der Basis dieser Messungen sollten Bestandspläne ausgearbeitet werden, die die Lage der Dichtwandelemente in ihrem Fußbereich, bei tieferen Schlitzwänden gegebenenfalls auch in anderen Tiefen, wiedergeben.
- Bei Schmalwänden ist das Probefeld in solchen Bereichen, in denen mit Porenwasserüberdruckentwicklungen beziehungsweise hydraulischen Instabilitäten (Abschnitt 2.3.6.2) zu rechnen ist, in jedem Fall so zu dimensionieren, daß die Gefährdung, die durch die erläuterten Phänomene gegeben ist, sicher erkannt werden kann. Durch eng gesetzte Pegel sind die beim Eintreiben des Verdrängungskörpers entstehenden Porenwasserüberdrücke zu bestimmen. Für den Fall, daß diese ein kritisches Niveau erreichen, z. B. größer sind als der für die jeweilige Tiefenlagen vorhandene Suspensionsdruck, und deshalb die Gefahr einer Quelltrichterbildung an der Suspensionsoberfläche besteht, sind geeignete Gegenmaßnahmen vorzusehen. Diese können z. B. in der vorlaufenden Herstellung von Drainagepfählen beziehungsweise Entwässerungsbrunnen bestehen, bei besonders ungünstigen Verhältnissen ist unter Umständen bereichsweise auch ein Systemwechsel einzuplanen. Zweckmäßig werden derartige Maßnahmen durch Eventualpositionen berücksichtigt.
- Für Sondervorschläge des Bieters sind alle seitens des Bauherrn in der Planungsphase bereits geführten Nachweise in gleichem Maße zu erbringen. Auch bei einem Sondervorschlag bleiben die Probeläufe zur Suspensionsaufbereitung und die erforderlichen Großversuche Bestandteil der Ausführung.
- In der Ausschreibung ist die nach dem Qualitätssicherungskonzept vorgegebene Eigenüberwachung des Bieters in Orientierung an die aktuellen Richtlinien und Empfehlungen nach Art und Umfang so komplett wie möglich zu beschreiben (Abschnitt 5). Der Bieter ist darauf hinzuweisen, daß die Zeiten für Probenahmen und Untersuchungen im Bauablauf von vornherein entsprechend zu berücksichtigen sind. Die Ergebnisse der Eigenüberwachung sollten täglich an den Bauherrn und den Fremdprüfer weitergereicht werden.

Weiterhin ist in der Ausschreibung zu berücksichtigen, daß bei Schlitzwänden des Einphasensystems, vorzugsweise in feinen Sanden und bei tiefliegendem Grundwasserspiegel, sogenannte Pseudoverfestigungen entstehen können (Abschnitt 2.3.1). In der Ausschreibung sollte auf diesen Umstand hingewiesen werden, damit der Bieter von vornherein ausreichend schwere Greifer mit stets gut geschärftem Grabwerkzeug vorsehen kann. Meißeltätigkeiten bei pseudoverfestigten Sanden sind zu vermeiden, da sie den Effekt der Zerrungswelle verstärken und möglicherweise zu Fissuren beziehungsweise Leckagen führen (Abschnitt 2.3.2).

Weiter ist in der Ausschreibung darauf hinzuweisen, daß über die Suspensionsverluste jeder Lamelle Protokoll geführt wird.

In kontaminierten Untergründen sind laufende chemische Analysen des gefördertsten Aushubes und der im Schlitz befindlichen Suspension vorzusehen. Die Anforderungen an den Arbeitsschutz richten sich neben dem Schadstoffpotential der Altlast nach den Ergebnissen dieser Analysen und sind im Kontakt mit hierfür qualifizierten Stellen näher festzulegen. Für die Ausschreibung empfiehlt sich auf der Grundlage der Ergebnisse aus den Vorerkundungen die Festlegung eines "Grundschatzes", der auf jeden Fall einzuhalten ist. Bei wechselnden Kontaminationen kann der geplante Grundschatz entlang der Dichtwandtrasse variieren. Zusätzlich zum Grundschatz sind im Leistungsverzeichnis Arbeitsschutzmaßnahmen für zunächst nicht vorhersehbare Gefährdungen vorzusehen. Die Analysen des Bodenaushubs bilden auch die Grundlage für dessen mögliche Weiterverwendung (Abschnitt 2.4.6) beziehungsweise dessen Entsorgung.

## 7 Beispiele

### 7.1 Sicherung der Sonderabfalldeponie Malsch, Baden-Württemberg - Einkapselung mit gefrästen Dichtungsschlitzwänden im Zweiphasensystem

#### 7.1.1 Belastungspotential

Zwischen 1971 und 1984 wurden in der Nähe der Gemeinde Malsch, Baden-Württemberg, ca. 700.000 t Abfälle in ausgebeuteten Tongruben als Grubendeponie mit Aufhöhung eingebracht. Die Fläche der verfüllten Deponie beträgt ca. 5 ha. In den Jahren 1974 bis 1976 wurden dem damaligen Kenntnisstand entsprechend in einer ersten Baumaßnahme einzelne Elemente zum Aufbau eines Sicherungssystems hergestellt. Dabei handelte es sich um Seitenabdichtungen, Dränagen und eine Sickerwasserfassung (SMB 1990).

Die eingelagerten Sonderabfälle bestehen im wesentlichen aus Industrieabfällen und -schlacken einschließlich organischer Chlorverbindungen, schwermetallhaltiger Industrieschlämme sowie kontaminierter, hauptsächlich ölverschmutzter Böden. Für die Betriebszeit nach 1976 sind die eingelagerten Sonderabfälle aufgrund der eingeführten Abfalldeklaration bekannt (SMB 1990).

Beobachtungen der Grundwasserqualität im Bereich der Deponie wiesen erstmals 1978 auf erhöhte Chloridwerte im Grundwasser hin. Im Jahr 1983 wurden im westlichen Deponienahbereich sickerwasserähnliche Belastungen festgestellt. Daraufhin wurden in einer ersten Untersuchungsphase zwischen 1983 und 1985 zusätzliche Grundwassermeßstellen eingerichtet und mit dem Bau einer ersten Testdichtwand begonnen. Parallel dazu wurde im Jahr 1984 der Deponiebetrieb eingestellt. Seit diesem Jahr wird auf der Deponie eine Sickerwasserbehandlung unter anderem auch zur Entfernung von Dioxinen aus der flüssigen Phase betrieben. Der Sickerwasseranfall betrug im Jahr 1990 ca. 25 m<sup>3</sup>/d (SMB 1990).

In einer zweiten Untersuchungsphase in den Jahren 1987 bis 1990 wurden weiterführende Erkundungen der geologischen und der hydrogeologischen Verhältnisse durchgeführt. Danach erfolgt die Schadstoffemission aus dem Deponiekörper im wesentlichen über die flüssige Phase. Durch die Migration der Schadstoffe mit der flüssigen Phase werden das Grundwasser und der mit dem Grundwasser in Kontakt stehende Boden kontaminiert. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schadstofffahne im westlichen Abstrombereich der Deponie beträgt ca. 10 m/a bis 15 m/a. Im Jahr 1990 reichte die Grundwasserkontamination ca. 200 m weit, wobei die Schadstoffgehalte mit zunehmender Entfernung vom Deponierand stark abnahmen. Gasförmige Emissionen aus chemischen Interaktionen zwischen den eingelagerten Abfällen spielen nur eine untergeordnete Rolle, da der Deponiekörper vollständig abgedeckt ist (SMB 1990).

## 7.1.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Die Sonderabfalldeponie Malsch liegt in einem tektonisch beanspruchten Gebiet am östlichen Rand des Oberrheingrabens. Unmittelbar unterhalb der Geländeoberfläche stehen geringmächtige quartäre Löß-, Sand- und Kiesschichten an. Am Ostrand der Deponie beträgt die Mächtigkeit dieser Schichten ca. 2 m, im Nordosten werden auch 4 m erreicht. Bedingt durch die tektonischen Einflüsse ist die Schichtenlagerung des Quartärs stark gestört. Das Einfallen der Schichten ist überwiegend nordwestlich beziehungsweise auch nordöstlich ausgerichtet.

Die oberflächennahen quartären Schichten werden von Ton-, Schluff- und Mergelsteinen sowie kalkigen Sandsteinen und Konglomeraten des Tertiärs unterlagert (LFU 1993). Unter Konglomeraten werden verkittete oder durch Druck verfestigte Sedimente aus Schotter verstanden. In der Abb. 7.1 ist schematisch ein vereinfachter geologischer Schnitt durch die Deponie in West-Ost-Richtung dargestellt.

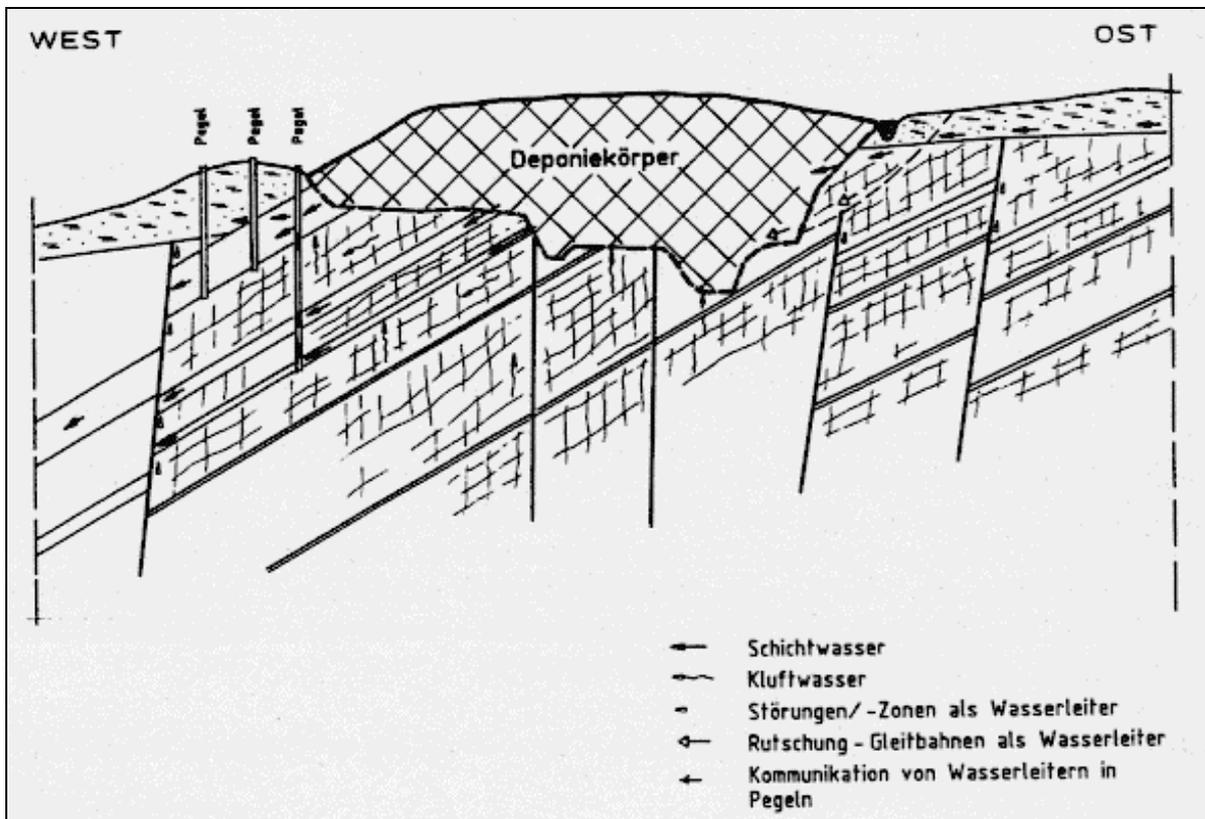


Abb. 7.1 Vereinfachter geologischer Schnitt im Bereich der Sonderabfalldeponie Malsch

Die tertiäre Schichtenfolge im Nahbereich der Deponie Malsch umfaßt in ihrem Aufbau von unten nach oben die Schichten des Lymnäen Mergels sowie die Unteren, Mittleren und Oberen Pechelbronner Schichten.

Der Lymnäen Mergel ist eine Folge von Schluffmergel-, Kalksandstein- und Sandsteinschichten (LFU 1993). In seinem oberen Teil sind einzelne Braunkohlelinsen eingelagert. Die Schichten des Lymnäen Mergels stehen in keinem unmittelbaren Kontakt zur Deponiesohle.

Die Basis der Deponie wird aufgrund der tektonischen Zergliederung von Unteren und Mittleren Pechelbronner Schichten gebildet. Bei den Unteren Pechelbronner Schichten handelt es

sich um eine Ton- und Schluffsteinschicht mit wechselnden Kalkgehalten, die von schluffigen Feinsandsteinen überlagert sein können. Zusätzlich können lagenweise Gipsknollen eingelagert sein. Bei den Mittleren Pechelbronner Schichten handelt es sich in ihrem unteren Bereich um eine Schluff- und Tonmergelsteinwechselfolge, in die Konglomeratbänke eingelagert sind. Die untere Konglomeratbank weist eine Mächtigkeit bis zu 3,5 m auf, die in einem Abstand von etwa 8 m bis 10 m darüber angeordnete obere Konglomeratbank ist maximal 5 m mächtig. Aufgrund der schräg einfallenden Schichtung beziehungsweise durch den Einfluß tektonischer Zergliederungen werden die Konglomeratbänke durch die Deponiesohle angeschnitten. Die Mittleren Pechelbronner Schichten werden über den oberen Konglomeratbänken nach oben durch Schluffmergel und Feinsandsteine sowie Kalksandsteinbänke abgeschlossen.

Den oberen Abschluß der tertiären Pechelbronner Schichtenfolge bilden die sogenannten Oberen Pechelbronner Schichten. Hierbei handelt es sich um Wechsellagerungen aus Schluffmergel-, Ton- und Sandsteinen mit eingeschalteten geringmächtigen Konglomeraten. Diese obere Schichtenfolge steht nicht unmittelbar im Kontakt zum Deponiekörper (LFU 1993).

Die hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich der Sonderabfalldeponie Malsch können auf der Basis zahlreicher Erkundungsbohrungen relativ genau charakterisiert werden (LFU 1993). Die Strömungsrichtung ist generell als westlich orientiert anzunehmen. Im folgenden werden die hydrogeologischen Verhältnisse der einzelnen vorab geologisch beschriebenen Schichtenglieder vom Liegenden zum Hangenden erläutert.

In den Schichten des Lymnäen Mergels findet eine Grundwasserbewegung auf den eingelagerten Kalk- und Sandsteinschichten statt. In den Unteren Pechelbronner Schichten findet nahezu keine Grundwasserbewegung statt, während die in den Mittleren Pechelbronner Schichten eingelagerten Konglomerate, die durch die Deponiesohle angeschnitten werden, als Grundwasserleiter anzusehen sind. Die Druckhöhen des Grundwassers sind stark unterschiedlich und unter anderem von der Tiefenlage der jeweils wasserführenden Schicht beeinflusst. Dabei liegen die Höhen bereichsweise 10 m bis 20 m unter der Geländeoberfläche, können aber als artesisch gespannter Spiegel bis auf 3 m über die Geländeoberfläche ansteigen.

In den Oberen Pechelbronner Schichten findet eine Grundwasserbewegung auf Kalk- beziehungsweise Sandsteinbänken statt.

Die oberflächennah anstehenden quartären Schichten können prinzipiell als Porengrundwasserleiter angesehen werden, wobei eine nennenswerte Wasserführung nur in den östlich des Deponieareals anstehenden Auflockerungszonen stattfindet.

Insgesamt wurde bei den Erkundungen der hydrogeologischen Verhältnisse festgestellt, daß die im Bereich der Deponiesohle anstehenden Festgesteine geringdurchlässig sind. Die Wasserbewegung findet hier hauptsächlich in den Konglomeratschichten statt, die untereinander über die geringwasserwegigen tektonischen Trennflächen in hydraulischem Kontakt stehen (Abb. 7.1).

### 7.1.3 Sicherungskonzept

Der Bereich der Sonderabfalldeponie Malsch soll durch eine allseitige Umschließung des Deponiekörpers gesichert werden (LFU 1993). Als vertikale Dichtelemente sind Schlitzwände vorgesehen. Um die hydraulische Wirksamkeit dieser Einkapselung sicherzustellen, sind die einzelnen Abschnitte der herzustellenden Dichtungsschlitzwand unterschiedlich tief abzuteufen. Dabei sind aufgrund der stellenweise stark einfallenden Konglomeratschichten an der Nordseite der Deponie Tiefen bis zu 56 m unter Geländeoberkante auszuführen. Nach oben wird die Deponie mit einer Oberflächenabdeckung abgedichtet.

Diese grundbauliche Sicherung wird durch eine hydraulische Maßnahme ergänzt, die aus einer innerhalb des Deponiekörpers liegenden Innendränage und einer außerhalb liegenden sogenannten Entspannungsdränage besteht.

Die Innendränage ist im westlichen Bereich des Sonderabfallkörpers geplant, um nach Fertigstellung der allseitigen Umschließung den Innenwasserspiegel im Deponiekörper abzusenken und somit eine nach innen gerichtete Inversionsströmung zu erzeugen. Für diese Innendränage ist eine ca. 150 m lange linienförmige Kiesdränage vorgesehen, die bis zu 8 m tief in den Sonderabfallkörper hineinreicht. Das anfallende Sickerwasser soll mittels eines Sammel-schachtes am südlichen Ende der Dränage gefaßt werden. Durch die Einbindung der Innendränage in den Deponiekörper ergeben sich besondere Anforderungen für den Arbeitsschutz.

Die Entspannungsdränage wird östlich der Deponie im Anstrombereich des Grundwasserstroms in der Auflockerungszone (Abschnitt 7.1.2) gebaut. Durch diese außerhalb der späteren Umschließung des Deponiekörpers liegende Dränage soll zum einen ein Aufstau des Grundwasserspiegels verhindert werden, da dieser eine relativ starke hydraulische Beanspruchung der östlich gelegenen Dichtwand zur Folge hätte. Andererseits soll durch die Entspannungsdränage für eine geordnete Umströmung der Deponie gesorgt werden, das heißt ein Großteil der Wassermengen soll um das Dichtsystem herumgeführt und dem Grundwasser unbehandelt wieder zugeführt werden. Die Entspannungsdränage wird ebenfalls als verfilterter Längsschlitz mit einer Tiefe von ca. 8 m unter Gelände hergestellt.

Rechnerische Abschätzungen haben für eine solche Anordnung der Dränagen ergeben, daß in der Innendränage pro Tag ca. 2,5 m<sup>3</sup> aufzubereitendes Sickerwasser und in der Entspannungsdränage täglich bis zu 60 m<sup>3</sup> Wasser anfallen, welches um die Deponie zu leiten ist.

Die Anforderungen an die vertikalen Dichtelemente zur seitlichen Umschließung des Deponiekörpers ergeben sich einerseits aus der erforderlichen hydraulischen Wirksamkeit der Dichtung, andererseits aus der Beständigkeit der Dichtmaterialien gegenüber dem anstehenden Schadstoffpotential. Aufgrund der hydrogeologischen Verhältnisse und des geplanten Sicherungskonzepts ergibt sich für die östlich gelegene Dichtwand im Anströmbereich des Deponieareals primär eine hydraulische Beanspruchung mit unbelastetem Grundwasser und damit die primäre Forderung nach einer ausreichenden hydraulischen Wirksamkeit. Für die westlich gelegene Wand, die zusätzlich chemisch beansprucht wird, ergibt sich darüber hinaus die weitere Forderung nach einer ausreichenden Beständigkeit der Dichtmasse bei Sickerwasserkontakt. In diesem Bereich sind auch entsprechende arbeitsschutztechnische Vorkehrungen bei der Herstellung der Dichtung erforderlich.

Die Herstellung der Dichtungsschlitzwand wurde im Fräsverfahren als Zweiphasensystem geplant. Zum Einsatz sollte als Zweit- beziehungsweise Dichtmasse eine hochfeststoffreiche Ton-Zement-Suspension kommen, die zusätzlich mit einem hydraulisch aktiven Füller beladen ist. Zur Sicherstellung der Verarbeitungsfähigkeit der Masse soll ein Verflüssiger eingemischt werden. Die Breite der Dichtungsschlitzwand ist mit 0,80 m, die Lamellenlänge in der Regel mit 9,40 m vorgesehen.

### 7.1.4 Ausführung der Sicherung

Die Herstellung der Dichtungsschlitzwand um die Sonderabfalldéponie Malsch befindet sich derzeit in der Ausführung. Bis zum August 1993 waren ca. 30 % der Wandfläche hergestellt (LFU 1993).

Während des Fräsens werden die seitlich aufgehenden Wände der einzelnen Lamellen durch eine Stützsuspension aus Wasser und IBECO HT-X-Bentonit gestützt. Die Wichte der frischen Stützsuspension wurde nach oben auf 12,5 kN/m<sup>3</sup> begrenzt, bei einem Mindestwert von 11,5 kN/m<sup>3</sup>. Eine weitere Forderung lag in der Begrenzung der Feststoffbeladung während des Niederbringens der Lamellen, die zu einer Wichteerhöhung um maximal 2 kN/m<sup>3</sup> führen darf.

Die Regeneration der Stützsuspension, die beim Fräsverfahren in einer Kreislaufführung gleichzeitig als Transportfluid für das gelöste Bodenmaterial genutzt wird, erfolgt in einem Dekanter (Zyklon, Abschnitt 2.5.6.2) mit einer Leistung von bis zu 20 m<sup>3</sup>/h (LFU 1993).

Die Vertikalität der einzelnen Lamellen wird mit einem Inklinometer, der an der Fräse angebracht ist, gemessen. Darüber hinaus werden zur Kontrolle der Lagegenauigkeit stichprobenartig Ultraschall-Messungen mit einem Sonargerät durchgeführt. Zur Sicherstellung eines integrierten Dichtsystems sind dabei folgende Randbedingungen einzuhalten:

- Breite der Dichtwand über die gesamte Lamellenhöhe: 80 cm,
- maximales Versatzmaß benachbarter Lamellen senkrecht zur Dichtwandachse: 40 cm,
- minimale Überschneidung im Fugenbereich als Diagonale in der Draufsicht: 80 cm,
- maximale Abweichung von der Vertikalachse: 0,5 % der Wandhöhe.

Als Dichtmasse wird eine hochfeststoffreiche Ton-Zement-Dichtmasse, der zusätzlich ein Additiv als Verflüssiger zugegeben wird, nach folgender Rezeptur eingebaut (Abschnitt 2.5.3):

Wasser:	670 kg/m <sup>3</sup>
Opalinuston (OPALIT):	650 kg/m <sup>3</sup>
EFA-Füller (ENSDORF):	100 kg/m <sup>3</sup>
Zement HOZ 35L NW HS:	150 kg/m <sup>3</sup> .

Der verwendete Opalinuston aus dem Schweizer Jura wird vorgemahlen, getrocknet und anschließend nochmals gemahlen. Seine Tonfraktion besteht in den Hauptanteilen aus nicht quellenden Illiten und aus dem Mixed-Layer Illit/Smektit (HERMANNNS 1993).

Der EFA-Füller wird der Rezeptur mit dem Ziel eines möglichst niedrigen Zementanteils zugesetzt. Dabei handelt es sich um eine Flugasche aus einer Hochtemperatur-Schmelzfeuerungsanlage, einen sogenannten Elektro-Filter-Abzug (HERMANNNS 1993). Diese Flugaschen besitzen puzzolanische Eigenschaften und benötigen deshalb einen weiteren Stoff, wie z. B. Kalk, als Katalysator für ihre Hydratation. Durch die Reaktion amorpher Kieselsäure,  $\text{SiO}_2$ , sowie von glasigem Aluminiumoxid,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , mit dem bei der Zementsteinbildung entstehenden Hydratationsprodukt Calciumhydroxid bilden sich zusätzliche Calciumsilikathydrate, wodurch der Porenraum der Dichtmasse weiter verkleinert und deren Beständigkeit gegenüber aggressiven Medien verbessert werden (HERRMANNNS 1993). Die Wichte dieser Zweitmasse liegt in einer Größenordnung von  $15,6 \text{ kN/m}^3$ .

Der Massenaustausch wird mit einer Rohr-Verteilungsharfe durchgeführt. Der Rahmen dieser Harfe hat eine Länge von 8,0 m und eine Breite von 0,7 m. Während des Einbringens der Dichtmasse wird die Harfe langsam in Schritten von 0,5 m nach oben gezogen. Im QS-Plan wurde gefordert, daß das tatsächlich verfüllte Lamellenvolumen  $V_{\text{verfüll}}$  in jedem Fall größer ist als das theoretisch vorhandene Lamellenvolumen  $V_{\text{theo}}$ . Diese Daten werden in Form sogenannter Verfülldiagramme aufgetragen und dokumentiert. In Abb. 7.2 ist exemplarisch ein Verfülldiagramm dargestellt.

### 7.1.5 Prüfung der Sicherung

Da sich die Sicherung der Sonderabfalldeponie Malsch derzeit noch in der Ausführung befindet (Stand Ende 1993), konnte bisher auch keine abschließende Systemprüfung vorgenommen werden. Vor Herstellung der eigentlichen Wand wurde jedoch ein Testwandabschnitt unter Baustellenbedingungen ausgeführt. Diese Testwand wurde bereichsweise bis in eine Tiefe von 6 m freigelegt. Zusätzlich wurden Proben der Dichtmasse im Anschluß an die Aufbereitung und im abgebundenen Zustand mittels Kernbohrungen aus den Testdichtwandabschnitten entnommen und in einem nachgeordneten Untersuchungsprogramm unter anderem auf ihre Wichte, ihr Spannungs-Verformungs-Verhalten und ihre hydraulische Wirksamkeit untersucht. Dabei wurden für die einzelnen Parameter folgende Größenordnungen erreicht:

Wichte	$\gamma$	= $15,5 \text{ kN/m}^3$ ,
einaxiale Druckfestigkeit	$q_u$	= $1 \text{ MN/m}^2$ und
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	$k$	$\leq 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Für die lokalen hydraulischen Kontrollen und die abschließende Systemprüfung des Gesamtbauwerks sind Meßpegel innen und außen der Dichtwandtrasse geplant. Der Abstand der Pegel zur Dichtwand wird ca. 5 m betragen, der Abstand der Pegel untereinander weniger als 50 m. Die hydraulischen Testmaßnahmen sollen durch geophysikalische Messungen ergänzt werden.

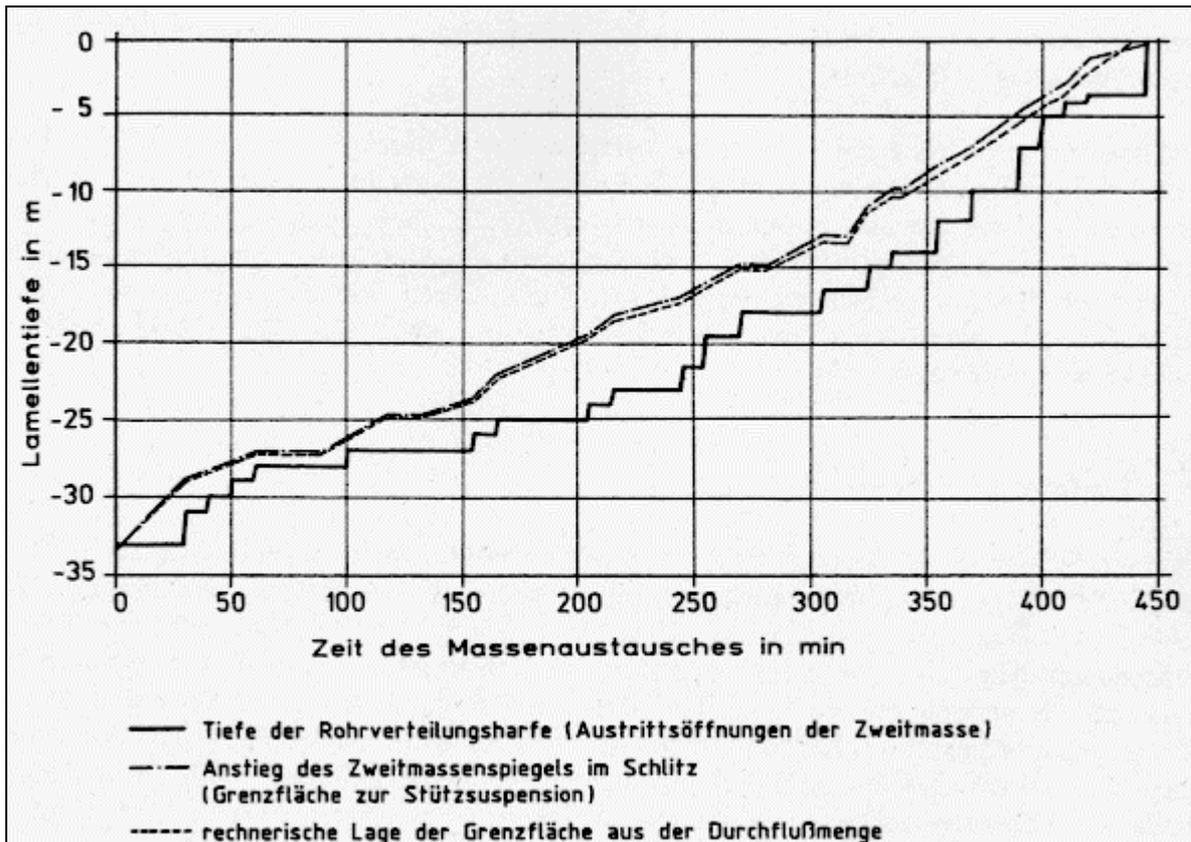


Abb. 7.2 Verfülldiagramm für eine Lamelle des Zweiphasensystems (Austausch der Stützsuspension gegen die Dichtmasse)

## 7.2 Sicherung der Sonderabfalldeponie Gerolsheim, Rheinland-Pfalz - Einkapselung mit gegriffenen Dichtungsschlitzwänden im Einphasensystem

### 7.2.1 Belastungspotential

Seit dem Jahr 1968 wurde in Gerolsheim, Rheinland-Pfalz, in einer früheren Kiesgrube eine kombinierte Gruben-Hügeldeponie aus Haus-, Gewerbe- und Industrieabfällen aufgebaut. Im Zeitraum zwischen 1968 und 1984 wurden etwa 3,2 Mio. t Abfall in die Sonderabfalldeponie eingebracht (TABASARAN 1987). Durch Einführung des Abfallbegleitscheinverfahrens und von Einbauplänen für die Sonderabfalldeponie sind die ab 1978 auf der Deponie abgelagerten Abfälle nach Herkunft, Art und Menge bekannt.

Der Deponiekörper der Sonderabfalldeponie Gerolsheim, die sich derzeit noch in Betrieb befindet, hat eine Grundfläche von ca. 15 ha. Südlich der Sonderabfalldeponie Gerolsheim schließt die in etwa gleich große Hausmülldeponie Hessheim an, die sich ebenfalls noch in der Betriebsphase befindet. Die Höhe der Sonderabfalldeponie Gerolsheim beträgt ca. 40 m über Gelände, die Sohle der müllverfüllten ehemaligen Kiesgrube liegt in einer Tiefe von ca. 8 m unter Gelände. In Abb. 7.3 ist schematisch ein Schnitt durch den Deponiekörper der Sonderabfalldeponie und durch die angrenzende Hausmülldeponie dargestellt (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990).

Bei Grundwasseruntersuchungen der Aquifere wurden unter anderem anorganische Verbindungen und leichtflüchtige Halogenkohlenwasserstoffe festgestellt.

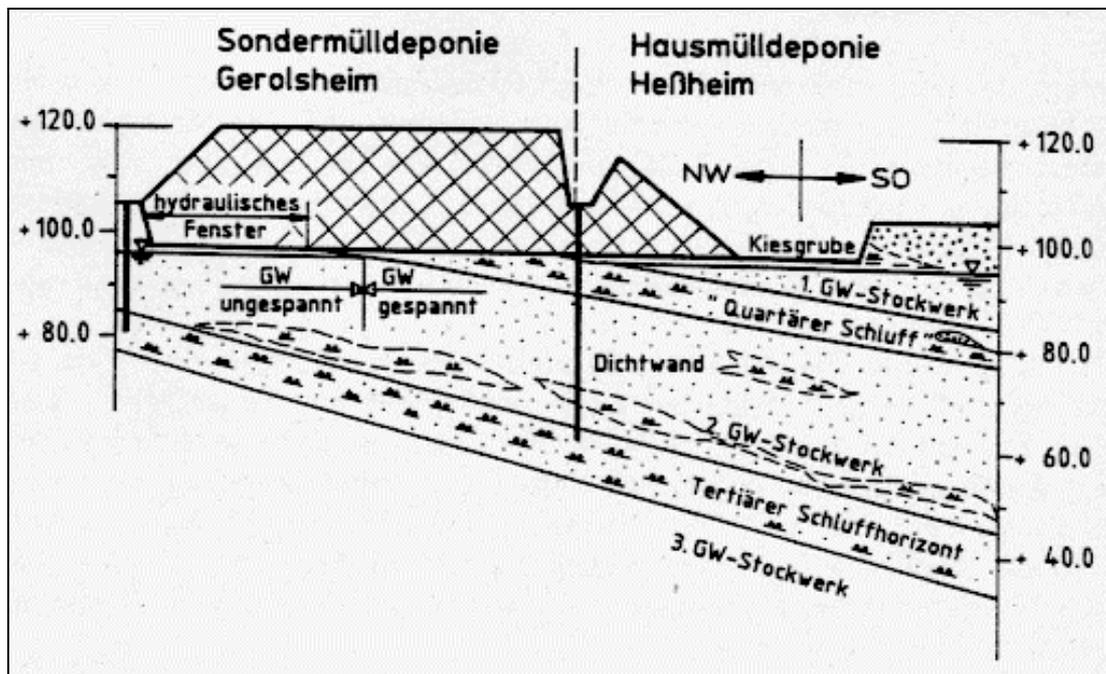


Abb. 7.3 Schematischer Schnitt durch die Sonderabfalldeponie Gerolsheim sowie durch die angrenzende Hausmülldeponie Hessheim

## 7.2.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Der prinzipielle Untergundaufbau und die Lage der verschiedenen Grundwasserstockwerke sind in der Abb. 7.3 schematisch dargestellt. Unterhalb des Mutterbodens stehen im Süden des Deponiegeländes Wechsellagen aus Sanden und Kiessanden mit eingelagerten geringmächtigen Schlufflinsen an. Diese südöstlich einfallende und im Süden der Deponie bis zu 10 m starke Schicht bildet das sogenannte 1. Grundwasserstockwerk (Abb. 7.3), das von einem bis zu 11 m starken Quartären Schluffhorizont als stauende Schicht unterlagert wird. Der Grundwasserspiegel liegt ca. 0,50 m unter der Deponiesohle.

Im Liegenden des Quartären Schluffhorizonts steht ein relativ inhomogenes 15 m bis 30 m starkes Schichtpaket aus Wechsellagerungen von Schluffen, Sanden und Kiesen an. Auch diese Schicht, die das 2. Grundwasserstockwerk bildet, fällt in südöstliche Richtung ein. Unterlagert wird dieses Schichtpaket durch den kompakt gelagerten Tertiären Schluffhorizont. Die Druckhöhe des gespannten Grundwasserspiegels im 2. Grundwasserstockwerk liegt nur geringfügig unterhalb der Spiegelhöhe des 1. Grundwasserstockwerkes. Über das sogenannte Hydraulische Fenster (Abb. 7.3) ergibt sich eine direkte hydraulische Anbindung des 2. Grundwasserstockwerkes zur Deponiebasis.

Auch das unterhalb des Tertiären Schluffhorizontes anstehende 3. Grundwasserstockwerk weist einen gespannten Grundwasserspiegel auf, dessen Druckhöhe geringfügig unterhalb der Druckhöhe des 2. Grundwasserstockwerkes liegt.

## 7.2.3 Sicherungskonzept

Zur Sicherung des Deponiekörpers der Sonderabfalldeponie Gerolsheim wird eine allseitige Einkapselung hergestellt. Die seitliche Umschließung wird mit einer Dichtungsschlitzwand im Einphasensystem vorgenommen. Diese Dichtwand wird in den Tertiären Schluffhorizont als natürliche Basisabdichtung eingebunden. Als Einbindetiefe ist ein Maß von ca. 3 m vorgesehen. Somit ergeben sich in weiten Bereichen der Dichtwandtrasse Endtiefen zwischen 30 m und 40 m, an der südöstlichen Ecke bis nahezu 50 m. Die Breite der Dichtwand ist auf 0,80 m festgelegt.

In einer 1. Stufe wurde im Jahr 1986 am nördlichen Deponierand eine etwa 300 m lange Dichtwand hergestellt und mit zahlreichen Zusatzausrüstungen wie Testschächten, Testkästen und Sickerpegeln usw. ausgerüstet (Abschnitt 4.4). Die Herstellung dieser sogenannten Testdichtwand Gerolsheim wurde in einem umfangreichen Test- und Versuchsprogramm als Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, das vom BMFT finanziell unterstützt wurde, ingenieurwissenschaftlich begleitet. Dabei wurden erstmalig besonders feststoffbeladene Einphasen-Dichtsuspensionen eingesetzt, sowie verschiedene Kombinationsdichtsysteme und Verfahrenstechniken für gegriffene Dichtungsschlitzwände untersucht.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Testwandmaßnahme wurden anschließend die beiden etwa parallel zur Grundwasserfließrichtung liegenden Dichtwände im Westen und im Osten der Deponie hergestellt und an die Testwand angeschlossen. Die sogenannte Südwand, die den Ringschluß der Einkapselung herstellt und gleichzeitig als Trennung zur Hausmülldeponie Hessheim vorgesehen ist, soll Anfang 1994 ausgeführt werden. Nach Fertigstellung der allseitigen Einkapselung soll die Sicherung durch eine hydraulische Maßnahme unterstützt

werden. Dazu wird der Sickerwasserspiegel innerhalb der Deponie abgesenkt, so daß eine Inversionsströmung entsteht.

## 7.2.4 Ausführung der Sicherung

Die Herstellung der Testdichtwand erfolgte überwiegend im Einphasenverfahren. Der Aushub wurde lamellenweise im Pilgerschrittverfahren mit seilgeführten Schlitzwandgreifern durchgeführt. Um höhere Grabwiderstände, z. B. aus sogenannten Pseudoverfestigungen (Abschnitt 2.3.1) oder aus Filtration (Abschnitt 2.3.4.4), überwinden zu können, wurde das Gewicht der Greifer dabei zunächst durch Ballastierungen erhöht. Darüber hinaus wurden auch spezielle Greifersysteme erprobt, die sich mit hydraulischen Einrichtungen ("Pratzen") im Schlitz gegen die Grabenwände verspannen können. Durch diese Einrichtungen konnten die effektiven Grabkräfte auf bis zu 800 kN gesteigert werden. Darüber hinaus konnten mit Hilfe der Pratzen Abweichungen aus der Sollage zumindest im beschränkten Maß korrigiert werden. Als weiterer primär baubetrieblicher Vorteil ergaben sich durch die hohe Grabkraft vergleichsweise kurze Taktzeiten für ein Arbeitsspiel des Greifers.

Als Dichtmassen kamen hochfeststoffreiche Calciumbentonitmassen mit speziellen hydraulischen Bindemitteln sowie einem besonderen Additiv zum Einsatz, die im Rahmen dieser Testmaßnahme in ihrer Rezeptur noch variiert wurden. Entsprechende Mischungen sind z. B. in Abschnitt 2.5.2 angegeben. Parallel zur eigentlichen Trasse der Dichtwand wurden bereichsweise Parallelwände ausgeführt. In einem Parallelwandabschnitt wurde die Schlitzwand im Zweiphasensystem ausgeführt, wobei als Dichtmasse eine zementfreie mineralische Zweitmasse zum Einsatz kam (Abschnitt 2.5.3). In einem weiteren Abschnitt wurde eine Parallelwand in Sandwich-Bauweise als sogenannte Kombinationsdichtung hergestellt (Abschnitt 2.4.3.2). Dazu wurde eine HDPE-Kunststoffdichtungsbahn von einer Endlosrolle in den abgeteufte, mit einer noch flüssigen Einphasendichtmasse gefüllten Schlitz abgesenkt. Die Verbindung der einzelnen Bahnen erfolgte mit einer Schloßkonstruktion, die ähnlich wie ein Spundwandschloß aufgebaut und über ein Injektions-Doppelkammersystem verpreßbar ist (STROH & SASSE 1987). Die einzelnen Parallelwandabschnitte wurden durch Querlamellen mit der Hauptwand verbunden, so daß Testkästen entstanden, in die Pegel beziehungsweise Versickerungsbrunnen zur Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit des Dichtsystems eingebaut wurden (Abschnitt 4.4.2). Zusätzlich wurden zwei der Testkästen ausgehoben, mit einer Sohle aus Unterwasserbeton sowie begehbaren Stützkonstruktionen versehen und leerpumpt (Abschnitt 4.4.3.3). In diesen ausgebauten Testschächten konnte die Integrität der Wand auch visuell begutachtet werden.

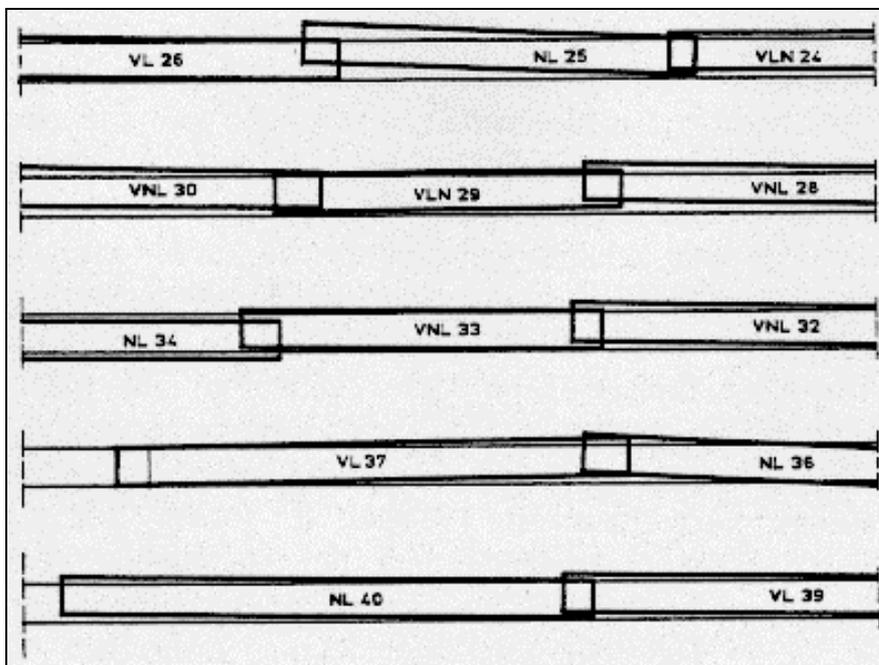
Zusätzlich wurden in den Parallelwänden mehrere Kernbohrungen ausgeführt. Die dabei gewonnenen Dichtmassenproben wurden im Labor vor allem auf ihr Durchlässigkeitsverhalten untersucht. Die Bohrlöcher wurden zu Pegeln ausgebaut, mit denen ebenfalls die hydraulische Wirksamkeit der Dichtung als in situ-Prüfung abgeschätzt werden konnte (Abschnitt 4.4.2, MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990).

Zusätzlich wurden während der Herstellung der Schlitzwandlamellen zur Eigen- und Fremdprüfung Dichtmassenproben entnommen, die zunächst auf ihre suspensionsrheologischen Eigenschaften und nach einer Abbindezeit von im Mittel 56 Tagen zusätzlich vor allem auf ihr Durchlässigkeitsverhalten untersucht wurden. Diese Proben wurden unmittelbar im

Anschluß an die Aufbereitung aus dem Mischer, am Ende der Förderleitung zur Lamelle sowie in unterschiedlichen Tiefen aus dem Schlitz entnommen.

Die Vertikalität der einzelnen Lamellen wurde mittels Inklinometern, die am Greifersystem angebracht waren, gemessen. Die Daten dieser Messungen wurden in Form sogenannter Bestandspläne ausgewertet, die insbesondere Hinweise auf die gegenseitigen Überschneidungen benachbarter Lamellen liefern. Ein Beispiel für diese Art der Auswertungen zur Lagegenauigkeit ist in der Abb. 7.4 dargestellt.

Im Anschluß an die Herstellung der Testdichtwand am nördlichen Deponierand wurden zunächst die westlich der Sonderabfalldeponie gelegene Wand sowie die Ostwand hergestellt. Diese Dichtwände wurden wie die Testdichtwand als gegriffene Einphasen-Schlitzwände mit einer hochfeststoffreichen Dichtmasse auf der Basis von Calciumbentonit ausgeführt. In einem Teilabschnitt der Ostwand wurde am Dichtwandfuß eine zementfreie Dichtmasse im Zweiphasenverfahren eingebaut (Abschnitt 2.4.4).



**Abb. 7.4** Auswertung von Vertikalitätsmessungen in Form sogenannter Bestandspläne

## 7.2.5 Prüfung der Sicherung

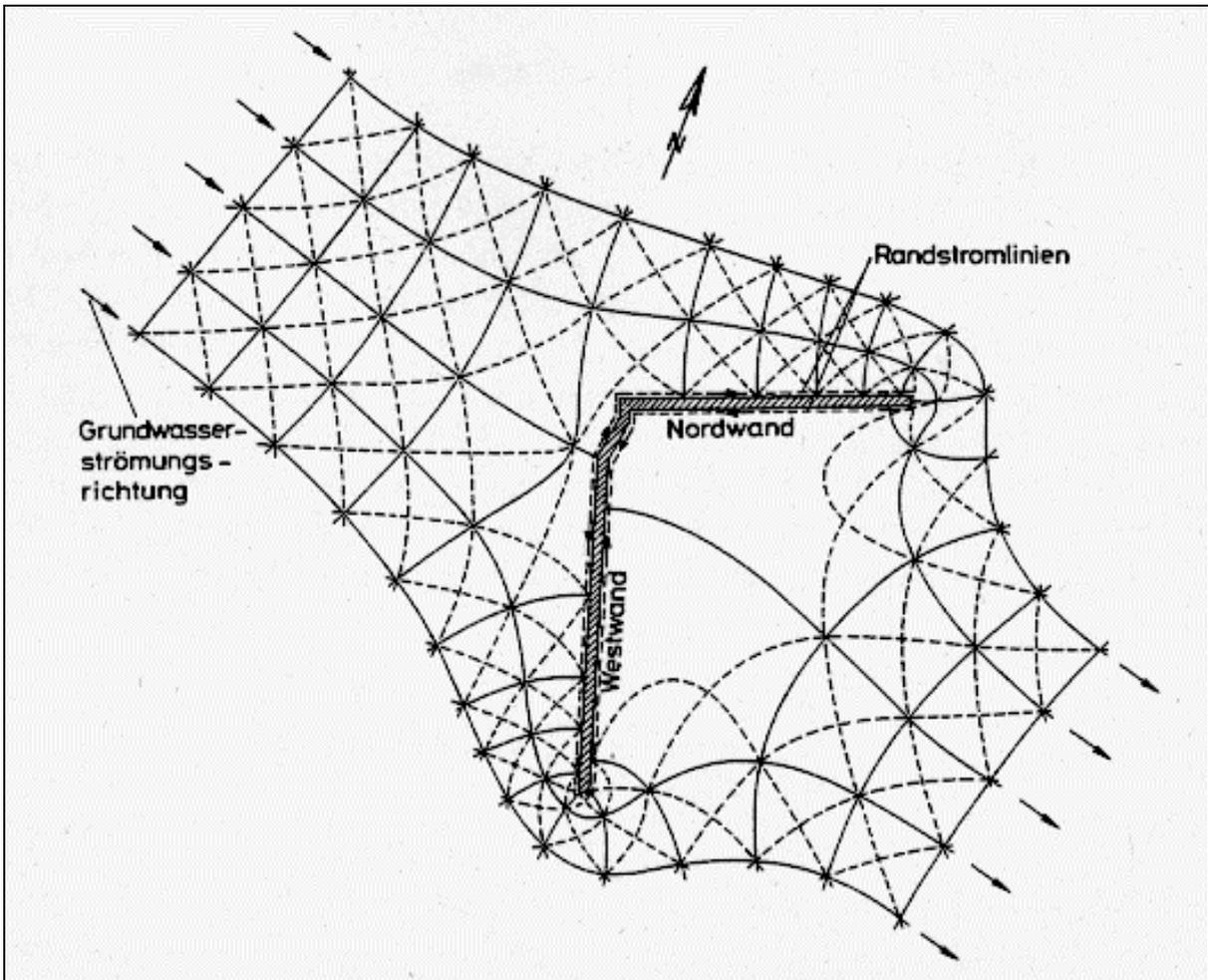
Da die allseitige Umschließung der Deponie wegen der erst in Kürze zur Ausführung kommenden Südwand (Abschnitt 7.2.3) noch nicht komplett ist, kann zur Zeit noch keine Überprüfung des Gesamtsystems durch eine Absenkung des Wasserspiegels innerhalb der Umschließung durchgeführt werden (Abschnitt 5.4).

Es liegen jedoch umfangreiche Daten aus den Untersuchungen zur Nordwand vor, die als Testdichtwand ausgebildet und entsprechend beprobt wurde (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990). Mit den installierten Einrichtungen (Abschnitt 7.2.4) wurden umfangreiche Untersuchungen zur hydraulischen Wirksamkeit der Dichtwand durchgeführt. Dabei wurde nachge-

wiesen, daß die Durchlässigkeit des Systems nicht höher lag als die geforderte Systemdurchlässigkeit von  $5 \cdot 10^{-9}$  m/s. Die Durchlässigkeiten von in situ entnommenen Schöpf- und Kernproben lagen im Laborversuch unterhalb von  $5 \cdot 10^{-11}$  m/s.

Die visuellen Ansprachen von Wandabschnitten in den hierfür ausgehobenen und begebar ausgebauten Testschächten ergaben keine Hinweise auf herstellungsbedingte Inhomogenitäten beziehungsweise Desintegritäten der Dichtwand im Fugenbereich.

Unmittelbar nach Fertigstellung der an die Testdichtwand anschließenden Westwand wurde die Funktionsfähigkeit dieser Teilumschließung aus dem bis dahin entstandenen Stromlinienbild nachgewiesen. In Abb. 7.5 ist dieses Umströmungsbild dargestellt. Es ergaben sich keinerlei Hinweise auf Einsenkungen des Potentialhöhenverlaufes entlang der Randstromlinie im Anstrombereich der Dichtwand. Hebungen der Potentialhöhen entlang der Randstromlinie auf der Abstromseite im sogenannten hydraulischen Schatten der Wand, die Hinweise auf Leckagen geben könnten, wurden ebenfalls nicht festgestellt. Der Potentialverlauf im Bereich des hydraulischen Schattens der Wand zeigt vollkommen die für eine integre Wand zu erwartende Tendenz.



**Abb. 7.5 Strömungsnetz nach Fertigstellung der Nord- und der Westwand (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990)**

## 7.3 Sicherung einer Deponie in Gifhorn, Niedersachsen - Schmalwand als Kammersystem

### 7.3.1 Belastungspotential

Auf dem Gelände eines ehemaligen Mörtelwerkes in Gifhorn, Niedersachsen, wurden in den 70er Jahren ausgebeutete Sandgruben mit Abfällen rückverfüllt. Die Grundfläche der verfüllten Gruben beträgt ca. 15.000 m<sup>2</sup>, wobei die Grubensohlen bis zu 8 m unter Geländeoberkante und bis zu 5 m unterhalb des Grundwasserspiegels herabreichen (HEIL & MÖLLER 1992). In einen Teil der Gruben wurden Haus- und Gewerbeabfälle eingebracht, der andere Teil wurde mit schwermetallhaltigen Industrieschlämmen, zum Teil mit Rückständen aus der Galvanik, sowie mit öl- und lösemittelhaltigen Böden verfüllt. Eine nach der Verfüllung der Gruben verbliebene Senke wurde zur Ablagerung von Flüssigabfällen verwendet, die hauptsächlich aus stark lösungsmittelhaltigen Altölen bestanden (Abb. 7.6). In diesen Bereichen der Altlast treibt eine bis zu 0,5 m starke Schicht aus mobilen Ölphasen auf der Grundwasseroberfläche.

Bei Untersuchungen zum Schadstoffpotential der Altlast wurde festgestellt, daß die zulässigen Chlor-Kohlenwasserstoff-Konzentrationen des gewachsenen Bodens die sogenannten C-Werte der sogenannten Holland-Liste um mehr als das Zehnfache überschritten. Die entsprechenden Werte im abströmenden Grundwasser überschritten die C-Werte der Holland-Liste sogar um den Faktor 10.000.

### 7.3.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Im Teufenbereich der ausgebeuteten Gruben stehen wasserführende Mittelsande mit wechselnden Anteilen von Grob- und Feinsanden an. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k$  der Sande schwankt je nach Kornaufbau zwischen  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s. Der Grundwasserspiegel des oberen Grundwasserleiters liegt in einer Tiefe von 0,7 m bis 3 m unter der Geländeoberfläche. In der Regel beginnt ab einer Tiefe zwischen 5 m und 12 m unter Geländeoberkante eine bis zu 28 m dicke Geschiebemergelschicht, für die ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  von  $3 \cdot 10^{-9}$  m/s ermittelt wurde. Diese Mergelschicht wird von wasserführenden Sanden unterlagert. Obgleich der untere Grundwasserleiter gespannt ist, besteht ein hydraulisches Gefälle vom oberen zum unteren Grundwasserleiter. Die Spiegeldifferenz beträgt im Bereich der Altlast ca. 3,6 m. In Abb. 7.6 sind schematisch die hydrogeologische Situation und die Lage des Belastungspotentials dargestellt.

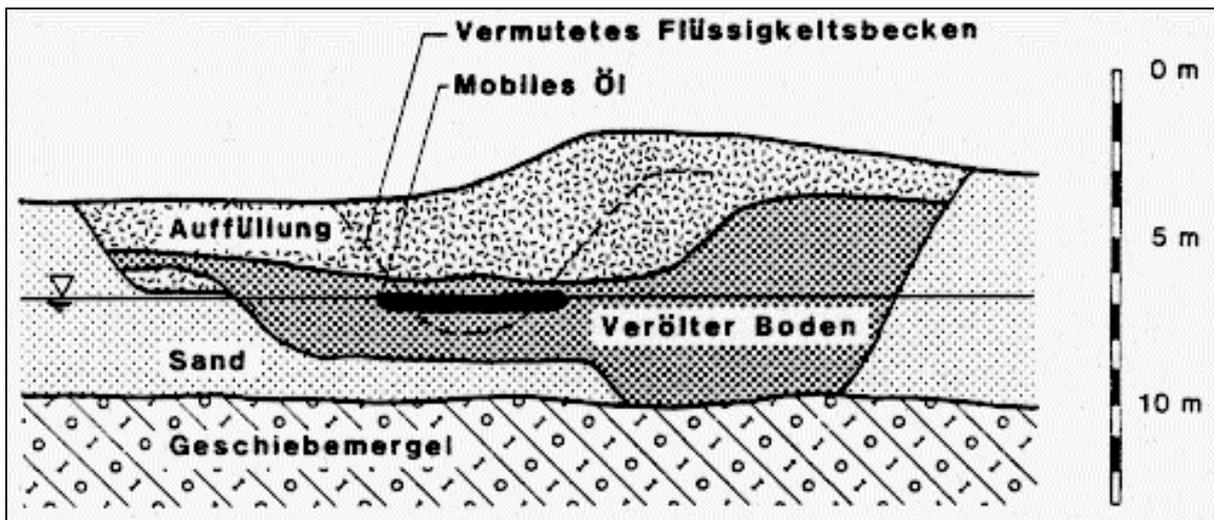


Abb. 7.6 Schematische Darstellung der hydrogeologischen Situation und Lage des Belastungspotentials (HEIL & MÖLLER 1992)

### 7.3.3 Sicherungskonzept

Die Sanierungsmaßnahme für die Altlast besteht im wesentlichen aus der Entnahme der mobilen Ölphasen aus dem Untergrund und einer Reinigung des aus dem kontaminierten Bereich abgeströmten Grundwassers (HEIL & MÖLLER 1992). Um die abzupumpende Wassermenge zu begrenzen und um die im Boden verbleibenden Restschadstoffe vom oberen Grundwasserleiter abzuschirmen, wurde ergänzend eine die Altlast umschließende Dichtwand vorgesehen. Für diese Einkapselung wurde ein Kammersystem aus zwei parallel laufenden Schmalwänden geplant, die den Schadstoffherd ringförmig umschließen. Die insgesamt 780 m lange Wand sollte mindestens 2 m in den anstehenden Geschiebemergel als natürliche Basisabdichtung einbinden. Damit ergab sich eine maximale Endtiefe der Dichtwand von 16 m. Der Abstand zwischen den beiden Parallelwänden wurde auf 6 m festgelegt. Durch Querwände im Abstand von etwa 50 m ergaben sich insgesamt 15 einzelne Kammern, die nach oben durch eine 2 mm starke HDPE-Dichtungsbahn abgeschlossen wurden. Folgende wesentliche Anforderungen wurden an das herzustellende Dichtsystem gestellt:

- die Materialien für die Wand waren auf die chemische Belastung des Grundwassers abzustimmen,
- für die im Labor aufbereiteten Dichtmassenprobekörper war ein Durchlässigkeitsbeiwert unterhalb von  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s gefordert und
- für die hergestellte Wand war mittels Kammerprüfungen (Abschnitt 4.4.4) eine Systemdurchlässigkeit von  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s zu gewährleisten.

### 7.3.4 Ausführung der Sicherung

Als Schmalwanddichtmasse wurde eine Natriumbentonit-Compound-Mischung (Fertigtrockenmischung der ANNELIESE ZEMENT AG) gewählt, die auf der Baustelle zusammen mit einem Kalksteinmehl zur Suspension aufbereitet wurde. Die Rezeptur der Dichtmasse wurde wie folgt festgelegt (HEIL & MÖLLER 1992):

Natriumbentonit-Compound-Mischung: 191 kg/m<sup>3</sup>

Kalksteinmehl: 543 kg/m<sup>3</sup>

Leitungswasser: 734 kg/m<sup>3</sup>.

Unmittelbar nach der Aufbereitung betrug die Wichte der frischen Suspension 14,7 kN/m<sup>3</sup>. Für die Aufbereitung der Suspension wurde auf der Baustelle eine rechnergesteuerte Mischanlage mit vier Silos zur Bevorratung der Mischungskomponenten aufgebaut. Die Förderung der Suspension zum Einbauort wurde mit einer Mohnpumpe durchgeführt.

Vor Beginn des Baus der eigentlichen Dichtwand wurden zunächst in einem Großversuch zwei Testwandabschnitte hergestellt. Mit dieser Maßnahme sollten unter Baustellenbedingungen zunächst die Eignung der Rezeptur und der vorgesehenen Verfahrenstechnik nachgewiesen werden. Im Rahmen dieses Großversuchs standen dabei die folgenden Aspekte im Vordergrund:

- der Nachweis der Einbindung der Wand in den Geschiebemergel,
- die Festigkeitsentwicklung der Dichtmasse,
- die Durchlässigkeit der abgebundenen Dichtmasse,
- die Erosionssicherheit der abgebundenen Dichtmasse und
- die erzielbare Wanddicke.

Für die Verdrängung des Bodens wurde eine Schmalwandbohle IPB 800 eingesetzt, die mit einem Vibrationsrammbären abgeteuft wurde. Der Frequenzbereich des Rammbären ließ sich stufenlos zwischen 10 Hz und 25 Hz regulieren. Die Bohle wurde von einem Mäkler geführt, der an einem LIEBHERR-Raupenbagger, Typ HS 850 angebaut war. Über ein Meßgerät wurden unter anderem die verpreßte Suspensionsmenge, die Rüttelfrequenz und die Stichtiefe aufgezeichnet und für jeden Stich über einen Drucker ausgegeben. Die Vertikalität der einzelnen Stiche wurde mit einer optischen Digitalmeßeinrichtung kontrolliert und im Führerstand des Schmalwandgerätes angezeigt. Im Bild 7.1 ist das Schmalwandgerät beim Niederbringen des Verdrängungskörpers dargestellt (BILFINGER+BERGER 1991).



**Bild 7.1 Herstellung der Schmalwand (BILFINGER+BERGER 1991)**

Die beiden Testwände wurden in einer Länge von ca. 6 m und einer Tiefe bis zu 12 m ausgeführt. Dabei wurde besonderer Wert auf den Nachweis der Einbindetiefe der Wand in den Geschiebemergel gelegt. Der Querschnitt der einzelnen Stiche wurde auf 50 % der Profilhöhe festgelegt, was einem Maß von 0,4 m entspricht. Mit dieser Vorgehensweise werden insbesondere die Abweichungen des Verdrängungskörpers von der Sollage und die Beanspruchung der gesamten Maschineneinheit minimiert.

Nach einer Abbindephase von 7 Tagen wurden die Testwandabschnitte freigelegt und Proben für nachgeordnete labormaßstäbliche Untersuchungen entnommen. Im Bild 4.1 (Abschnitt 4.3.1) ist ein Bereich der freigelegten Probeschmalwand dargestellt (BILFINGER+BERGER 1991).

Vor der Herstellung der eigentlichen Schmalwand wurden entlang der geplanten Dichtwandachse zunächst das anstehende Gelände eingeebnet und der sogenannte Schmalwandgraben hergestellt. Dieser Graben mit einer Breite und einer Tiefe von jeweils 0,4 m bis 0,5 m diente einerseits als "Rammlehre" für die einzelnen Stiche der Schmalwand, andererseits auch als Ausgleichsreservoir für die einzubringende Dichtmasse. Das Schmalwandgerät arbeitete sich dann auf dem Graben "reitend" entlang der Dichtwandachse vor. Es wurde zunächst mit der Ausführung der inneren Wand des Kammersystems begonnen, um beim Auffinden unbekannter Ablagerungen die äußere Wand noch nach außen verschieben zu können. Entsprechend dem Arbeitsfortschritt wurden die parallel laufende Außenwand nachgezogen und die Querwände hergestellt. Insgesamt wurden 21.000 m<sup>2</sup> Schmalwand ausgeführt. Die Tagesleistung lag im Mittel bei 360 m<sup>2</sup> und maximal bei 700 m<sup>2</sup> Wandfläche. In jeder fertiggestellten Kammer wurden ein Bohrbrunnen sowie die dazugehörigen Grundwassermeßstellen abgeteuft (Abb. 7.7).

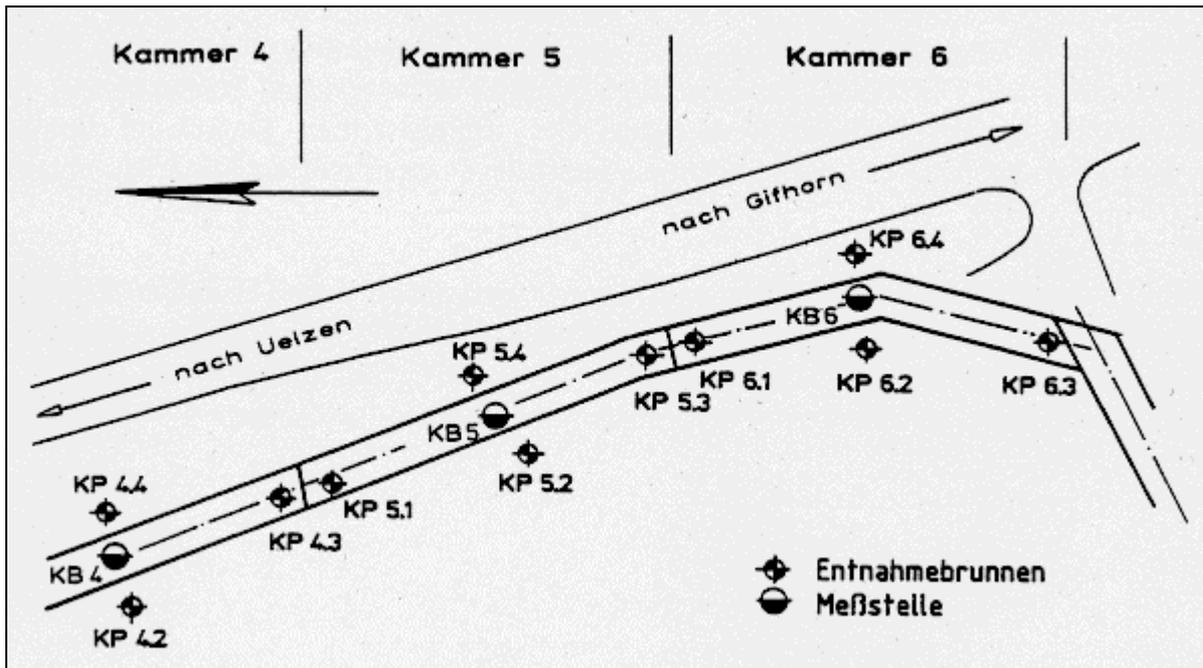


Abb. 7.7 Ausbildung der Schmalwandkammern (HEIL & MÖLLER 1992)

In Bereichen, in denen der Grundwasserspiegel sehr hoch ansteht, traten beim Einrütteln des Verdrängungskörpers an der Suspensionsoberfläche benachbarter Stiche örtlich Quellbildungen auf, die zum Teil einen Wasser- und Bodeneintrag in die Schmalwand zur Folge hatten. Offenbar waren locker gelagerte wasserführende Sande unterhalb von im Untergrund eingelagerten Mergellinsen durch die Vibrationen so stark verdichtet worden, daß sich an der Schichtgrenze druckbelastete Wasserpolster gebildet hatten (Abschnitt 2.3.6.2). Die Quelltrichter entstanden, als sich diese Wasserpolster über den suspensionsgefüllten Hohlraum entspannten, da der Druck aus der über dem Wasserpolster anstehenden Suspensionssäule kleiner als der Druck in der Wasserlinse war. Um die Arbeiten fortführen zu können, wurde der Grundwasserspiegel während des Einrüttelns mit 9 m tiefen KleinfILTERbrunnen auf einem Niveau von mindestens 3 m unterhalb der Arbeitsebene gehalten (Bild 7.1, HEIL & MÖLLER 1992).

Zur Qualitätssicherung im Rahmen der Eigenüberwachung wurden parallel zur Herstellung der Dichtwände vor Ort die suspensionsspezifischen Kennwerte bestimmt. Zusätzlich wurden Rückstellproben der Frischsuspension und Proben aus der abgebundenen Schmalwand entnommen, die nach einer Abbindezeit von 28 Tagen beziehungsweise 56 Tagen im Labormaßstab untersucht wurden.

### 7.3.5 Prüfung der Sicherung

Die hydraulische Wirksamkeit der Dichtmasse wurde im Labor mit Durchlässigkeitsversuchen in der Dreiaxialzelle ermittelt (Abschnitt 3.4.7.5). An Rückstellproben, die auf der Baustelle im Anschluß an die Suspensionsaufbereitung entnommen wurden, lagen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte in einem Bereich zwischen  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s und  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s. Damit lagen die Durchlässigkeiten der auf der Baustelle aufbereiteten Suspensionen nahezu in gleicher Größenordnung wie bei den Dichtmassen, die zuvor im Labor hergestellt wurden. Die

Ergebnisse der labormaßstäblichen Durchlässigkeitsuntersuchungen an abgebundenen Probekörpern, die aus den Testwandabschnitten beziehungsweise aus der fertiggestellten Dichtwand entnommen wurden, lagen um mehr als eine Zehnerpotenz unterhalb der geforderten Systemdurchlässigkeit von  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Zur Durchführung der Kammerprüfungen wurde der Wasserspiegel in den einzelnen Kammern um ca. 1,5 m abgesenkt. Anschließend wurde die Systemdurchlässigkeit der Kammern aus dem Wiederanstieg des Innenwasserspiegels berechnet. Die Systemdurchlässigkeiten lagen unter Berücksichtigung des auffüllbaren Porenraums des Bodens zwischen  $2,3 \cdot 10^{-9}$  m/s und  $8,6 \cdot 10^{-9}$  m/s.

## 8 Literatur

D'APPOLONIA, D. J. (1980):

Soil-Bentonite Slurry Trench Cutoffs. J. of the Geotech. Eng. Division, ASCE, 106, No. GT 4.

BANKS, R. B.: Dispersion und Adsorption in Porous Media Flow.

ALI, I. (1964): J. Hydraulics Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng. (HY5), S. 13-31.

BILFINGER + BERGER (1991):

Einkapselung einer Altlast auf dem Gelände des Mörtelwerks Gifhorn. BILFINGER + BERGER aktuell, Nummer 2.

BLINDE, A.; BLINDE, J.; KIENZLE, G. (1985):

Untersuchungen vertikaler Dichtwände an zwei Dichtwand-Großversuchskästen auf der Deponie Dreieich-Buchschatz. Vortragsveranstaltung: Geologisch-geotechnische Aspekte bei Untergrundabdichtungen, Haus der Technik, Essen.

BLINDE, A. (1986):

Endbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben: Demonstration des nachträglichen Grundwasserschutzes einer Großdeponie durch seitliche Abdichtung und durch Oberflächenabdeckung bei der Abfalldeponie Dreieich-Buchschatz. Teilprojekt: Dichtwandversuchskästen.

BRAUNS, J.; CHARLES DE OLIVEIRA, L. M. (1987):

Abströmung aus Prüflöchern in Dichtwänden. Geotechnik 10, Heft 1.

BRODERSEN, H. A. (1982):

Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins. Diss. Fakultät für Bauwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen.

BRONSTEIN, I.; SEMENDJAJEW, K. (1975):

Taschenbuch der Mathematik. 15. Aufl., BSB B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig.

CZERNIN, W. (1977):

Zementchemie für Bauingenieure. 3., neubearbeitete Auflage, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin.

DAMRATH, R.; KOBUS, H.; SCHOTTLER, S.; ZIPFEL, K. (1978):

Wasserinhaltsstoffe im Grundwasser - Reaktionen, Transportvorgänge und deren Simulation. Umweltbundesamt Berichte, Heft 4, Erich Schmidt Verlag, Berlin.

DONEL, M. (1985):

Dichtwandmängel und ihre Behebung durch Injektion. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Gesamthochschule Essen, Heft 10, 2. Grundbau-Seminar, Vorträge.

DÜLLMANN, H.; HEITFELD, K. H. (1982):

Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung. Vorträge der Baugrundtagung 1982 in Braunschweig, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Essen.

DÜLLMANN, H.; GEIL, M.; ZIRFAS, J. (1993):

Einkapselung von Sonderabfalldeponien. In: Sicherung von Altlasten. Hrsg.: JESSBERGER, Balkema, Rotterdam.

DVWK (1990):

Dichtungselemente im Wasserbau. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 215/1990. DK 626/627  
Wasserbau. DK 69.034.93 Abdichtung. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

DYCKERHOFF AG (1987):

SOLIDUR, Spezialprodukte zur Herstellung und Sanierung von Deponien. Erläuterungsprospekt.

EAU (1990):

Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". EAU 1990. Herausgegeben vom  
Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deut-  
schen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., 8. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn,  
Berlin, München.

FINSTERWALDER, K.; MANN, U. (1990):

Stofftransport durch mineralische Abdichtungen. Neuzzeitliche Deponietechnik, Hrsgb.:  
JESSBERGER, H. L., A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.

FRIEDRICH, W.; MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; WESELOH, K. (1988):

Studie zur CKW-Ausbreitung und deren Unterbrechung durch hydraulische oder bauliche Maß-  
nahmen sowie zum Sickerwasserangriff gegenüber der Dichtwand (Gutachten, unveröffent-  
licht).

FRIEDRICH, W. (1989):

Ausbreitung chlorierter Kohlenwasserstoffe bei Einkapselung und Inversionsströmung. Mittei-  
lungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität  
Hannover, Heft 27.

FRIEDRICH, W.; ROGNER, J.; SCHLÖTZER, C. (1994):

Qualitätssicherung. In: Altlasten. Herausgeber: WEBER, H. H. und NEUMAIER, H., Springer  
Verlag, Heidelberg (in Vorbereitung).

GDA (1993):

Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten"-GDA. Ernst &  
Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993.

GEIL, M. (1989):

Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-  
Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und  
Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 28.

GIERSCHIK, H.; HORN, A.; SCHWEITZER, F. (1987):

Dichtwand um den Müllberg München Großlappen zum Schutz des Grundwassers. Mitteilun-  
gen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr München,  
Heft 7.

GRÖBER, H.; ERK, S.; GRIGULL, M. (1988):

Die Grundgesetze der Wärmeübertragung. 3. Aufl. / 3. Neudruck, Springer Verlag Ber-  
lin/Heidelberg/New York/London/Paris/Tokyo.

HARR, M. E. (1962): Groundwater and seepage. Mc. Graw-Hill-Book, New York.

HASS, H.-J. (1984):

Allseitige Einkapselung von Schadstoffen im Untergrund mittels schadstoffresistenter Injekti-  
onsgele und Dichtmassen. Symposium Kontaminierte Standorte und Gewässerschutz, Umwelt-  
bundesamt.

HASS, H.-J. (1987):

Chemikal-beständige Einkapselung von Altlasten. Technische Akademie Esslingen, Vortrag  
zum Lehrgang 9231/13.025.

- HEIL, H. (1991):  
Sanierung der Grube Merkel in Gifhorn. Sanierungskonzept und technische Umsetzung. Vortrag beim Seminar Altlastentage Hannover 1991, 22.-24. Mai 1991.
- HEIL, H.; MÖLLER, H. (1992):  
Einkapselung eines CKW-Schadens mit Schmalwänden. Baugrundtagung 1992 in Dresden, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- HEITFELD, M. (1989):  
Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen. Mitteilungen Ingenieur- und Hydrogeologie der RWTH Aachen, Heft 33.
- HERMANN, R. (1993):  
Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 205, Vdf Verlag der Fachvereine, Zürich.
- HOPPE, K.-H. (1967):  
Über den Reibungsdruckverlust von Kohlestaubsuspensionen im runden Rohr. Schriftenreihe der Zeitschrift Rohre, Rohrleitungsbau und Rohrleitungstransport. Band 2. Verlag für angewandte Wissenschaften GmbH, Baden-Baden.
- HÜLS AG (1992): DYNAGROUT DWR-C. Produktinformation, 15.03.014/03.92.
- JEFFERIS, S. A. (1981):  
Bentonite-cement slurries for hydraulic cut-offs. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm.
- JESSBERGER, H. L. (1985):  
Qualitätssicherung beim Einbau von mineralischen Deponieabdichtungen. Fortschritte der Deponietechnik 1985, Heft 15, S. 67-92, Erich Schmidt Verlag, Stuttgart.
- JESSBERGER, H. L.; BEINE, R.A.; GEIL, M.; KLOS, U.; PETERS, G. (1989):  
Handbuch für die Einkapselung von Alttablagerungen. Materialien zur Altlastenbearbeitung, Band 4. Landesanstalt für Umweltschutz, Baden-Württemberg, Karlsruhe.
- JESSBERGER, H. L.; OMNICH, K.; FINSTERWALDER, K.; MANN, U. (1993):  
Versuche und Berechnungen zum Schadstofftransport durch mineralische Abdichtungen und daraus resultierende Materialentwicklungen. BMFT-Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme, 2. Arbeitstagung, Berlin.
- KILCHERT, M.; KARSTEDT, J. (1984):  
Schlitzwände als Trag- und Dichtungswände. Band 2: Standsicherheitsberechnung von Schlitzwänden nach DIN 4126. Beuth-Verlag GmbH, Berlin, Köln.
- KNAPPE, P. (1987):  
Die gerammte Schlitzwand - ein neues Verfahren zur Dichtwandherstellung. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 23.
- KOLYMBAS, D. (1989): Pfahlgründungen. Springer Verlag, Berlin.
- KRENKLER, K. (1980): Chemie des Bauwesens. Band 1:  
Anorganische Chemie, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York.
- KRUBASIK, K. (1987):  
Zementfreie und erhärtende Dichtwandmasse für die Umschließung von Mülldeponien. Wasserwirtschaft 77, Heft 8.

- LFU (1993):  
Unveröffentlichte Unterlagen, zur Verfügung gestellt vom Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe.
- MARTIN, A.; MONZLINGER, H.; RAPP, R.; SCHMITT, P. P.; SCHROLL, W.; SEEBÖCK, W.; VAN SOOS, P.; STUWE, G. (1986):  
Schmaldichtwände am Lech. Wasserwirtschaft Heft 12, Jahrgang 76.
- MESECK, H. (1987):  
Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwandmassen. Mitteilungen des Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 25.
- MESECK, H.; KNÜPFER, J. (1989):  
Generelle Verfahren der Einkapselung von Altlasten - Überblick. Handbuch der Altlastensanierung. Herausgeber: FRANZIUS, U., STEGMANN, R., WOLF, K. und BRANDT, E.. R. U. Decker's Verlag, G. Schenck, Heidelberg.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1968):  
Zur Theorie der Injektionen. Veröff. Inst. Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 32.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1972):  
Einflüsse der Filtratbildung auf die Stabilität von Schlitzwänden. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.(1977):  
Stability of Slurry Trenches in Inhomogenous Subsoil. Proc. of the 9th Intern. Conference on Soil Mechanics and Toundation Engineering, Vol. 2, Tokio.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; WALZ, B.; KILCHERT, M. (1979):  
Vergleichende Untersuchung der Berechnungsverfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Gleitflächenbildung bei suspensionsgestützten Erdwänden. In: Berechnungsverfahren zum aktiven räumlichen Erddruck. Veröff. Grundbauinst. der TU-Berlin, Heft 5, Hrsgb.: MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; HASS, H. (1983):  
Development of containment techniques and materials resistant to groundwater contaminating chemicals. National Conference on Management of Uncontrolled Hazardous Waste Sites, Washington DC.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; BORCHERT, K.-M.; FRIEDRICH, W. (1985):  
Veränderungen der Grundwasserbeschaffenheit durch Silicatgelinjektionen. Die Bautechnik, Heft 4
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; ROGNER, J. (1987):  
Ergebnisse der Dichtwandtestmaßnahme im Rahmen eines F. u. E.-Vorhabens für die Sanierung der Sonderabfalldeponie Gerolsheim. Symposium des Ministeriums für Umwelt und Gesundheit, Rheinland-Pfalz, am 16.02.1987, Mainz.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; ROGNER, J. (1988a):  
Vertikale Abdichtungssysteme für Einkapselungen am Beispiel der SAD Gerolsheim. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft; Hrsgb.: Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft sowie Abfallwirtschaft e. V. in Stuttgart (FEI) in Zusammenarbeit mit dem Inst. Siedlungswasserbau, Wassergüte und Abfallwirtschaft der Univers. Stuttgart, Band 29.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; GREMMEL, D.; MARKWARDT, W.; ROGNER, J. (1988b):

Neue Ergebnisse und Aspekte auf dem Gebiete der Dichtwandforschung. Zweiter Internationaler TNO/BMFT-Kongreß über Altlastensanierung, Hamburg. Verlag: Kluwer Academic Publishers, Dordrecht/Boston/London.

- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; ROGNER, J.; SCHLÖTZER, C. (1989a):  
Untersuchungen zur inneren Entwässerung chemisch verfestigter Korngerüste. Bautechnik, Heft 12/89.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; MARKWARDT, W.; FRIEDRICH, W.; ROGNER, J.; EHRESMANN, J. (1989b):  
Schlitzwandaushub als mineralisches Oberflächenabdichtungsmaterial. Müll und Abfall, Heft 7.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; ROGNER, J.; SCHLÖTZER, C. (1990):  
Grundbautechnische und bodenmechanische Untersuchungen an der fertiggestellten Dichtwand. Abschlußbericht für das Teilprojekt AP I.3 des F- + E-Vorhabens "Neue Verfahren und Methoden zur Sicherung und Sanierung von Altlasten am Beispiel der SAD Gerolsheim".
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; ROGNER, J.; FRIEDRICH, W. (1991):  
Einfluß der Versuchsrandbedingungen auf die Ergebnisse von Dichtmassenuntersuchungen. Bautechnik 68. Jahrg., H. 12, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; ROGNER, J.; SCHLÖTZER, C. (1992):  
Feststoffverlagerungen an frisch hergestellten Dichtwänden. Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; SCHLÖTZER, C.; ROGNER, J.; KALDENHOFF, M. (1993):  
Einfluß von Filtratwachstum und Feststoffverlagerungen auf die Qualität, die Herstellbarkeit und die Kosten von Dichtungsschlitzwänden. BMFT-Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme, 2. Arbeitstagung, Berlin.
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; SCHLÖTZER, C.; ROGNER, J. (1994):  
Einfluß von Filtratwachstum und Feststoffverlagerungen auf die Qualität, die Herstellbarkeit und die Kosten von Dichtungsschlitzwänden. BMFT-Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme, Endbericht für das Teilprojekt 59.
- MUSCHELKNAUTZ, E.; HECKENBACH, M. (1980):  
Rheologische Betriebsmeßverfahren. In: HENGSTENBERG, J., STURM, B. und WINILLER, O.. Messen, Steuern, Regeln in der chemischen Verfahrenstechnik. 3. Auflage, Band II. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York.
- NEFF, H. K. (1988):  
Der Wasseraufnahme-Versuch in der bodenphysikalischen Prüfung. Bautechnik 65, Heft 5.
- OGATA, A.; BANKS, R. B. (1961):  
A Solution of the Differential Equation of Longitudinal Dispersion in Porous Media. US Geol. Survey Prof. Paper 411-A, S. 1-7.
- PORTER, L. K.; KEMPER, W. D.; JACKSON, R. D.; STEWART, B. A. (1960); RADL, F.; KIEFL, M. (1987):  
Chloride Diffusion in Soils as Influenced by Moisture Content. Proc. Soil Science Society of America, Vol. 24, S. 460-463. Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsbau, Technische Universität Wien, Heft 4.
- REINHARDT, H.-W.; SIEGEL, J. (1990):  
Glasabdichtung von Auffangwannen für CKW. Bautechnik 67, Heft 7.

- ROBERTS, P. V.; VALOCCHI, A. J. (1981):  
Principles of Organic Containment Behaviour During Artificial Recharge. Studies in Environmental Science, 17, Elsevier, Amsterdam, S. 439-450.
- ROGNER, J. (1993):  
Modelle zur Beständigkeitsbewertung von Dichtmassen auf der Basis von Lagerungsversuchen. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover, Heft 37.
- ROWE, R. K.; BOOKER, J. R. (1985):  
1-D Pollutant Migration in Soils of Finite Depth. J. Geotech. Eng., 111, No. 4, S. 479-499.
- SCHÄFFLER, H. (1980):  
Baustoffkunde. Aufbau und Technologie, Arten und Eigenschaften, Anwendung und Verarbeitung der Baustoffe. 2., neubearbeitete Auflage, Vogel-Verlag, Würzburg.
- SCHAEFFER, F.; SCHACHTSCHABEL, P. (1989):  
Lehrbuch der Bodenkunde. 12., neu bearbeitete Auflage, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart.
- SCHLÖTZER, C. (1995):  
Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen an flüssigkeitsgestützten Erdwänden. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover, Heft 42.
- SCHNEIDER, W.; GÖTTNER, J. (1989):  
Ermittlung von Basisdaten zur numerischen Simulation der Schadstoffausbreitung in mineralischen Deponieabdichtungen. Veröff. Inst. Abfallentsorgung und Altlastensanierung, Berlin, UFO Plan-Nr. 1030 2228.
- SCHNEIDER, W.; GÖTTNER, J. (1990):  
Experimentelle Bestimmung und Relevanz von wirklichkeitsgetreuen Kenndaten des Stofftransports in Tondichtungen. Neuzeitliche Deponietechnik, Hrsgb.: JESSBERGER, H. L., A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- SEITZ, J. M.; HASS, S. (1993):  
Gefräste Dichtwände im Einphasenverfahren. Bautechnik 70, Heft 8.
- SHERARD, L.; DUNNIGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEELE, E. F. (1976):  
Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils. Journal of the Geotechnical Eng. Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 102 GT 1, S. 69-83, USA.
- SMB (1990):  
Sonderabfalldeponie Malsch. Was war, was ist, was wird - Herausgegeben von der Sondermüll-Betriebsgesellschaft (SMB), Fellbach-Schmidlen.
- STROH, D.; SASSE, T. (1987):  
Beispiele für die Herstellung von Dichtwänden im Schlitzwandverfahren. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 23.
- TABASARAN, O. (1987):  
Ziele der Sanierung der Sonderabfalldeponie Gerolsheim und Bewertung der Sanierungselemente vor dem Hintergrund einer Langzeitbetrachtung. Symposium "Erfahrungen bei der Sanierung der Sonderabfalldeponien Gerolsheim und Sprendlingen", 16. Februar 1987, Mainz.
- TA Abfall (1991):  
Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) Teil 1. Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 12. März 1991. Ge-

meinsames Ministerialblatt, Herausgegeben vom Bundesminister des Innern, 42. Jahrgang, Nr. 8, Bonn.

TA Siedlungsabfall (1993):

Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz. Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Drucksache 594/92 des Bundesrates vom 31.08.1992 i. V. m. Drucksache 594/92 (Beschluss) vom 12.02.1993.

TERZAGHI, K.; FRÖHLICH, O. K. (1936):

Theorie der Setzung der Tonschichten. Franz Deuticke, Leipzig.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1956):

Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag, Berlin.

US EPA (1980): Guide to the disposal of chemically stabilized and solidified waste. EPA-530/SW-872. US Environmental Protection Agency (US EPA), Cincinnati, OH, 1980.

US EPA (1984):

Slurry Trench Construction for Pollution Migration Control. EPA-540/2-84-001. US Environmental Protection Agency (US EPA), Cincinnati, OH, 1984.

WALZ, B. (1979):

Grundlagen und Anwendung der Elementscheibentheorie. In: Berechnungsverfahren zum aktiven räumlichen Erddruck. Veröff. Grundbauinstitut der TU Berlin, Heft 5, Hrsgb. MÜLLER-KIRCHENBAUER.

WEISS, F.: Schlitzwände als Trag- und Dichtungswände.

WINTER, K. (1985):

Band 1: Erläuterungen zu den Schlitzwandnormen DIN 4126, DIN 4127, DIN 18313. Hersg.: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Bauverlag GmbH, Wiesbaden/Berlin, Beuth-Verlag GmbH, Berlin/Köln, S. 140-156.

WIENBERG, R. (1989):

Testsickerwasser SAD Münchehagen - Rezepturvorschläge. (Gutachten, unveröffentlicht).

WIENBERG, R. (1992):

Bericht über Diffusionsuntersuchungen zur Bestimmung der Impedanzfaktoren (Tortuosität) für vier Dichtmassen. Chemie und Biologie der Altlasten, Büro und Labor Dr. Wienberg, Hamburg (unveröffentlicht).

WIND, H. (1993):

Moderne Dichtwände aus umweltneutralem Glas für den Aufbau von Kombinationsdichtwänden sowie Begleitmaßnahmen bei Einkapselungen. Vortrag auf dem Seminar Sicherung von Altlasten in der Praxis - Einkapselung und Immobilisierung von nichtsanierbaren Kontaminationen; 14.05.1993 in Frankfurt/Main, Management Kolleg Heidelberg.

WYLLIE, M. R. J.; SPANGLER, M. B. (1952):

Application of Electrical Resistivity Measurements to Problem of Fluid Flow in Porous Media. Bull. Am. Assoc. Petroleum Geologist, Vol. 36, Nr. 2, S. 359-403.

## Normen

ANSI/ANS-16.1 Measurement of the Leachability of Solidified Low-Level Radioactive Wastes by a Short-Term Test Procedure. American National Standards Institute, Inc., USA, Ausgabe April 1986.

DIN EN 196, Teil 3

Prüfverfahren für Zement. Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit. Ausgabe März 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 1045

Beton und Stahlbeton Bemessung und Ausführung Ausgabe Juli 1988 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 1164, Teil 1

Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement Begriffe, Bestandteile, Anforderungen, Lieferung Ausgabe März 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 1164, Teil 2

Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement Überwachung (Güteüberwachung) Ausgabe März 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4021

Baugrund Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben Ausgabe Oktober 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4022, Teil 1

Baugrund und Grundwasser Benennen und Beschreiben von Boden und Fels Ausgabe September 1987 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4030, Teil 1, Entwurf

Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase Grundlagen und Grenzwerte Entwurf Dezember 1989 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4030, Teil 2, Entwurf

Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben Entwurf Dezember 1989 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4126

Ortbeton-Schlitzwände Konstruktion und Ausführung Ausgabe August 1986 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4127

Erd- und Grundbau Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung Ausgabe August 1986 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4187, Teil 2

Siebböden; Lochplatten für Prüfsiebe, Quadratlochung. Ausgabe April 1974 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18121, Teil 1

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Wassergehalt Bestimmung durch Ofentrocknung Ausgabe April 1976 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18122, Teil 1

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze Ausgabe April 1976 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

- DIN 18122, Teil 2  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) Bestimmung der Schrumpfgrenze Ausgabe Februar 1987 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18123  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Bestimmung der Korngrößenverteilung Ausgabe April 1983 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18124  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung der Korndichte Kapillarpyknometer - Weithalspyknometer Ausgabe September 1989 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18125, Teil 1  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung der Dichte des Bodens Laborversuche Ausgabe Mai 1986 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18126  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Ausgabe 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18128  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung des Glühverlustes November 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18129  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Kalkgehaltsbestimmung November 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18130, Teil 1  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts Laborversuche Ausgabe November 1989 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18132, Entwurf  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens Entwurf Juli 1993 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18136  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit Ausgabe März 1987 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18137, Teil 1  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Bestimmung der Scherfestigkeit Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen Ausgabe August 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18137, Teil 2  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte Bestimmung der Scherfestigkeit Triaxialversuch Ausgabe Dezember 1990 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 18200  
Überwachung (Güteüberwachung) von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten Allgemeine Grundsätze Ausgabe Dezember 1986 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 55350, Teil 11  
Begriffe der Qualitätssicherung und Statistik Grundbegriffe der Qualitätssicherung Ausgabe März 1987 DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1	Einkapselung bei a natürlicher oder b künstlicher Dichtungssohle im Zusammenwirken mit lotrechten Dichtwänden .....	27
Bild 2.1	Leitwand und Schlitzwandgreifer .....	33
Abb. 2.1	Aushub einer gegriffenen Schlitzwand im Pilgerschrittverfahren .....	34
Bild 2.2	Fallmeißel.....	35
Abb. 2.2	Kontinuierlicher Schlitzwandaushub mit dem Tieflöffelbagger.....	36
Bild 2.3	Fräskopf mit Schneidrädern .....	37
Abb. 2.3	Prinzip zur Funktionsweise von Schlitzwandfräsen und Regenerationsanlage .....	38
Abb. 2.4	Zweiphasenverfahren mit Einsatz einer Schlitzwandfräse .....	39
Bild 2.4	Einbau der Zweitmasse mit Kontraktorverfahren .....	40
Bild 2.5	Verdrängungskörper zur Schmalwandherstellung .....	43
Abb. 2.5	Prinzip der Schmalwandherstellung.....	43
Abb. 2.6	Beispiele für die gemessenen Lotabweichungen bei gegriffenem Schlitzaushub....	46
Abb. 2.7	Pseudoverfestigung der Schlitzsohle sowie Ermittlung der für den Bruch eines Bodenelementes erforderlichen Spannung $\sigma_1$ in Orientierung zu den Randbedingungen eines dreiaxialen Scherversuchs.....	47
Abb. 2.8	Schematische Darstellung der Entstehung einer Zerrungswelle mit ihrer Auswirkung auf bereits abgebundene Vorläuferlamellen.....	48
Abb. 2.9	Beispiel für die Sandsedimentation nach Aushubende .....	50
Abb. 2.10	Beispiel für den Sandabsatz an der Schlitzsohle in Abhängigkeit von der Standzeit .....	51
Abb. 2.11	Darstellung der Feststoffsedimentation während des Massenaustausches beim Zweiphasenverfahren .....	52
Abb. 2.12	Schematische Darstellung der Feststoffverlagerungsmechanismen <i>b</i> Penetration, <i>c</i> Filtration und <i>d</i> Tiefenfiltration am Beispiel eines suspensionsgestützten Schlitzes (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1994) .....	54
Abb. 2.13	Schematischer Verlauf der Filtrationszonen sowie der Sedimentation bei geschichtetem Baugrund .....	57
Abb. 2.14	Bodenverformung als Folge eines Energieeintrags.....	62
Bild 2.6	Quelltrichter am Kopf einer frisch hergestellten Schmalwand (Bild von BILFINGER + BERGER, Niederlassung Hannover, zur Verfügung gestellt).....	62
Abb. 2.15	Situation für eine mögliche hydraulische Instabilität einer Dichtwand im Grundwasserstrom .....	64
Abb. 2.16	Soil-Backfill-Verfahren.....	65
Abb. 2.17	Prinzip der Herstellung einer geramnten Schlitzwand.....	66
Abb. 2.18	Bauablauf bei Herstellung einer Kombinationsdichtwand im Schlitzwandverfahren .....	68
Bild 2.7	Kombinationsdichtwand mit Kunststoffdichtungsbahn.....	69
Abb. 2.19	Systemskizzen verschiedener Glasdichtwände als Labyrinthwände (WIND 1993)..	69
Abb. 2.20	Schematische Darstellung eines hochresistenten Dichtwandfußes .....	70
Abb. 2.21	Grundriß eines Kammersystems .....	71
Abb. 2.22	Querschnitt durch eine Dichtwandkammer während der Betriebsphase (Beispiel).	72
Abb. 2.23	Suspensionsmischanlage für Fertigmischungen .....	80
Bild 2.8	Aufbereitungsanlage für eine feststoffreiche Mehrkomponentenmischung .....	80
Abb. 2.24	Chargenmischer zur Suspensionsaufbereitung .....	81
Abb. 2.25	Funktionsprinzip einer Regenerationsanlage (Fa. BAUER) .....	82

Abb. 3.1	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Wasseraufnahme nach DIN 18132 (Entwurf).....	85
Abb. 3.2	Schematische Darstellung der Spülungswaage.....	91
Abb. 3.3	Fließgesetze.....	92
Abb. 3.4	Verlauf der Fließgrenze $tao_F$ in der Zeit der thixotropen Verfestigung mit zunehmender Ruhezeit (DIN 4127).....	93
Abb. 3.5	Kraftwirkung auf eine in einer Suspension verschobene Kugel.....	94
Abb. 3.6	Pendelgerät nach WEISS (MESECK 1987).....	95
Abb. 3.7	Prinzip der Fließgrenzennmessung mit der Kugelharfe nach von SOOS.....	95
Abb. 3.8	Schematische Darstellung des MARSH-Trichters.....	96
Abb. 3.9	Filterpresse.....	97
Abb. 3.10	Laborflügelsonde.....	99
Abb. 3.11	Durchlässigkeitsversuch im Kompressions-Durchlässigkeitsgerät.....	101
Abb. 3.12	Durchlässigkeitsuntersuchungen im Glasröhrchen nach KARSTEN.....	102
Abb. 3.13	Durchlässigkeitsuntersuchungen nach der Vergußmethode.....	103
Abb. 3.14	Kapillarrohr zur Bestimmung von Durchflußraten bei relativ kleinen Durchflußmengen.....	103
Abb. 3.15	Schematische Darstellung des Durchströmungsversuchs in der Dreiaxialzelle.....	104
Abb. 3.16	Modellversuch zur Bestimmung des Druckgefälles $f_s$ (DIN 4126).....	108
Abb. 3.17	Versuchsanlage zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Filtratwasserabgabe und des Filterkuchenwachstums.....	110
Abb. 3.18	Progressives Ausfallen von Einzelkörnern aus der Grabenwand bei nicht ausreichender innerer Standsicherheit.....	114
Abb. 3.19	Mögliche Ausbildung unterirdischer Einbrüche in einer grobkörnigen Schicht mit verminderter innerer Standsicherheit (KILCHERT & KARSTEDT 1984).....	116
Abb. 3.20	Abrutschen eines Erdkörpers in den Schlitzwandgraben bei nicht ausreichender äußerer Standsicherheit.....	117
Abb. 3.21	Schematische Darstellung des Kräfteansatzes zum äußeren Standsicherheitsnachweis.....	118
Abb. 3.22	Verfügbare Anteil der Stützkraft S für den äußeren Standsicherheitsnachweis bei Suspensioneindringung.....	119
Abb. 3.23	Versuchsprinzip zur Gewölbewirkung (nach TERZAGHI & PECK 1956).....	120
Abb. 3.24	Rechnerischer Gleitkörper zur Ermittlung der Erddruckkraft nach DIN 4126.....	120
Abb. 3.25	Eindringung der Suspension beim Anschneiden einer grobkörnigen Bodenschicht.....	122
Abb. 3.26	Dichtwände unter Zusatzbelastungen.....	123
Abb. 3.27	Beispiel für eine Dichtwand mit zusätzlicher Geländeauflast.....	124
Abb. 3.28	Prinzipskizze zum Spannungszustand an einer überschütteten Dichtwand.....	125
Abb. 3.29	Schadstoffmigration in ein Dichtwandssystem.....	128
Abb. 3.30	Verzögerung der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Schadstoffen infolge von Adsorption.....	129
Abb. 3.31	Modifiziertes 2. FICKSches Gesetz für eine wassergefüllte Porenmatrix.....	132
Abb. 3.32	Freier Lagerungsversuch.....	137
Abb. 3.33	Ergebnisse aus freien Lagerungsversuchen (KRUBASIK 1987).....	137
Abb. 3.34	Modifizierter Lagerungsversuch.....	139
Abb. 3.35	Gegenüberstellung von Meßergebnissen aus freien und modifizierten Lagerungsversuchen.....	139
Abb.: 3.36	Schematischer Verlauf der diffusionsbedingten Schadstoffausbreitung in einer Dichtmasse a) zeitliche Entwicklung der Konzentrationsprofile b) zeitliche Ausbreitung einer konstanten Konzentration C.....	140

Abb. 3.37 Tendenzen der zeitlichen Entwicklung der VICAT-Nadeleindrungen (ROGNER 1993) .....	141
Abb. 3.38 Schematische Darstellung der Auswertungsmethoden 1 und 2 (ROGNER 1993)...	142
Abb. 3.39 DKS-Permeameter zur Bestimmung der Tortuosität T und der Retardation R (FINSTERWALDER & MANN 1990) .....	148
Abb. 3.40 Schematische Darstellung der Versuchsanlagen zur Simulation der Überlagerung verschiedener Transportmechanismen .....	149
Abb. 3.41 Darstellung des Versuchsprinzips für den Pinhole-Test nach SHERARD et al. (1976) .....	156
Abb. 3.42 Lagegenauigkeit und Überschneidung benachbarter Dichteelemente (FRIEDRICH et al. 1994) a) Lotabweichung normal zur Richtung der Dichtwandachse b) Verdrehung um die Vertikalachse des Dichteelementes c) Überschneidung benachbarter Dichteelemente.....	158
Abb. 3.43 Ausbildung eines Gewölbes längs der Lamellenachse .....	159
Bild 4.1 Freigelegte Schmalwand (BILFINGER + BERGER 1991).....	162
Abb. 4.1 Beispiel eines Sickerpegels in einem Dichtwandschlitz .....	168
Abb. 4.2 Bezeichnungen für die Auswertung von Sickertests in Sickerpegeln.....	169
Abb. 4.3 Schematische Darstellung eines Testkastens mit Absenkbrunnen.....	171
Abb. 4.4 Geometrische Parameter und hydraulisches Modell der Absenkversuche in den Testkästen oder Dichtwandkammern.....	172
Abb. 4.5 Schematische Darstellung eines Teschschachtausbaus nach einem Ausführungsvorschlag der HOCHTIEF AG.....	173
Abb. 4.6 Nomogramme zur Ermittlung des Formfaktors f (HARR 1962).....	176
Abb. 5.1 Schematische Darstellung von Nachbesserungsmöglichkeiten bei frühzeitig erkannten Mängeln.....	187
Abb. 5.2 Schematische Darstellung von Nachbesserungen mittels der Injektionstechnik (DONEL 1985).....	187
Abb. 7.1 Vereinfachter geologischer Schnitt im Bereich der Sonderabfalldeponie Malsch.	193
Abb. 7.2 Verfülldiagramm für eine Lamelle des Zweiphasensystems (Austausch der Stützsuspension gegen die Dichtmasse) .....	198
Abb. 7.3 Schematischer Schnitt durch die Sonderabfalldeponie Gerolsheim sowie durch die angrenzende Hausmülldeponie Hessheim.....	199
Abb. 7.4 Auswertung von Vertikalitätsmessungen in Form sogenannter Bestandspläne.....	202
Abb. 7.5 Strömungsnetz nach Fertigstellung der Nord- und der Westwand (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990) .....	203
Abb. 7.6 Schematische Darstellung der hydrogeologischen Situation und Lage des Belastungspotentials (HEIL & MÖLLER 1992).....	205
Bild 7.1 Herstellung der Schmalwand (BILFINGER+BERGER 1991) .....	207
Abb. 7.7 Ausbildung der Schmalwandkammern (HEIL & MÖLLER 1992) .....	208

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1 Überblick über die bislang bekannten vertikalen Dichtsysteme.....	30
Tabelle 1.2 Mögliche und durch übliche Herstellungskontrollen nicht feststellbare Leckageursachen verschiedener Dichtwandtechniken.....	31
Tabelle 2.1 Beurteilung der Rüttelbarkeit anhand der Ergebnisse von überschweren Rammsondierungen (MARTIN et al. 1986).....	44
Tabelle 2.2 Rechnerische Filtratwasserabgabe für verschiedene Schlitztiefen nach unterschiedlich langen Filtrationszeiten .....	59
Tabelle 2.3 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schlitzwänden im Einphasenverfahren .....	77
Tabelle 2.4 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schlitzwänden im Zweiphasenverfahren.....	77
Tabelle 2.5 Rezepturen für Dichtmassen zur Herstellung von Schmalwänden.....	79
Tabelle 3.1 Hinweise zu möglichen Bodenuntersuchungen im Rahmen einer Dichtwandtrassenerkundung.....	86
Tabelle 3.2 Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung (DIN 4030, Teil 1, Entwurf).....	88
Tabelle 3.3 Zusammenstellung der Eingangsparameter für Standsicherheitsnachweise des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes .....	113
Tabelle 3.4 Mindestfließgrenzen $ta_{OF}$ in Abhängigkeit von der Bodenart (DIN 4126).....	115
Tabelle 3.5 Erforderliche Absenkung $\Delta h_{\min}$ des Innenwasserspiegels für $C_G \leq 10^{-3} C_0$ im Grundwasser unmittelbar an der Außenseite der Dichtwand .....	134
Tabelle 3.6 Rezepturen synthetischer Sickerwässer (Prüfflüssigkeiten) für verschiedene Deponiestandorte (WIENBERG 1989).....	151
Tabelle 3.7 Suspensionsspezifische Erfahrungswerte aus der Baupraxis für Bentonit- und Bentonit-Zementsuspensionen (JESSBERGER 1985).....	152
Tabelle 3.8 Ergebnisse von Untersuchungen zur Erosionsbeständigkeit von Dichtmassen für Schlitz- und Schmalwände (DÜLLMANN & HEITFELD 1982).....	154
Tabelle 3.9 Oberer Grenzwert für den hydraulischen Gradienten $i$ und Mindestwert für die einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ zur Beurteilung der Erosionssicherheit (DVWK 1990) .....	155
Tabelle 5.1 Eingangsprüfung an Dichtwandbaustoffen (GDA 1993).....	181
Tabelle 5.2 Ausführungsprüfungen an Einphasen-Dichtwänden (GDA 1993) .....	182
Tabelle 5.3 Ausführungsprüfungen an Stützsuspensionen und Zweiphasen-Dichtmassen (GDA 1993).....	183
Tabelle 5.4 Ausführungsprüfungen an Schmalwand-Dichtmassen (GDA 1993).....	183
Tabelle 5.5 Herstellungskontrollen bei der Schlitzwandherstellung (GDA 1993).....	184
Tabelle 5.6 Herstellungskontrollen bei der Schmalwandherstellung (GDA 1993) .....	185

## Indexverzeichnis

<b>B</b>	
Backfillverfahren .....	65
Bentonit	
Allgemeines .....	73, 85
<b>D</b>	
Dichtmassenkomponenten	
Bentonit .....	85
hydraulische Bindemittel .....	87
mineralische Füllstoffe .....	87
Zugabewasser .....	88
Zusatzmittel .....	88
Dichtwand	
abdichtungstechnische Kennwerte....	150
Arbeitsschutz .....	19
Aufbereitungsversuch .....	160
Aufweichungsfortschritt .....	139
Ausführungsprüfung an Einphasen-	
Dichtwänden .....	181
Ausführungsprüfung an Schmalwand-	
Dichtmassen.....	183
Ausführungsprüfung an	
Stützsuspensionen und Zweiphasen-	
Dichtmassen.....	182
Ausführungsprüfung an Suspensionen	
.....	181
Ausschreibung .....	188
Backfillverfahren .....	65
Bauablaufplanung .....	18
Baugrunduntersuchung .....	84
Baustellenräumung und	
Wiederherstellung des Geländes....	25
Bemessungssickerwasser .....	149
Bentonit- und Bentonit-	
Zementsuspension .....	151
Beweissicherung .....	20
Bodenuntersuchung .....	86
Bodenverformung .....	61
Dichtwandbeanspruchung durch	
Geländeauflasten .....	124
Dichtwandkammer.....	71
diffusionsbedingte	
Schadstoffausbreitung .....	140
DKS-Permeameter.....	148
Durchführung von Lagerungsversuchen	
.....	144
effektiver Diffusionskoeffizient .....	141
einaxiale Druckfestigkeit .....	155
Eingangsprüfung .....	181
Eingangsprüfung für	
Suspensionskomponenten .....	180
Einkapselung.....	27
Einphasen-Dichtwand .....	76
Einphasen-Schlitzwand.....	41
Emissionen.....	9
Entsorgung der Baustelle .....	23
Erosionsbeständigkeit .....	154, 155
erreichbare Tiefe .....	45
Fertigmischungen.....	78
Feststoffsedimentation .....	51
Feststoffverlagerung.....	54, 56
Filtration.....	54, 55, 57
Filtratwasserabgabe.....	59
freier Lagerungsversuch	
(Diffusionstests).....	136
freier und modifizierter	
Lagerungsversuch .....	139
gerammte Schlitzwand.....	66
Glasdichtwand als Labyrinthwände ....	69
grundlegende Anforderungen.....	5
Herstellkontrolle .....	184
hydraulische Instabilität .....	60, 64
hydraulische Situation.....	8
hydraulischer Überdruck.....	60
Kammersystem.....	71, 175
Kombinationsdichtwand .....	67
Kombinationsdichtwand mit	
eingestellten Glaselementen.....	69
Kombinationsdichtwand mit	
Kunststoffdichtungsbahnen.....	68
Kontaktschema.....	17
Kontrollpegel .....	177
konvektive und diffusive Emission...	134
Lage und Tiefe .....	7
Lagegenauigkeit und Überschneidung	
.....	158
Lagerflächen.....	24
Lagerungsversuch .....	137
Lamellenverbindung .....	49
Leckageursachen .....	30
Literatur.....	210
Lotabweichung.....	45
modifizierter Lagerungsversuch	
.....	138, 139

Nachbesserung mittels Injektionstechnik .....	187	VICAT-Nadeleindringung .....	141
Nachbesserungsmöglichkeiten .....	186	Wasserüberstau .....	59
Nachdichtungsverfahren .....	186	Wasserversorgung .....	11
Parallelschlitzwand nach dem		Zerrungswelle .....	47
Kammersystem .....	71	Zufahrt .....	21
Penetration .....	54	Zweiphasen-Dichtwand .....	76
Pinhole-Test .....	155	Zweiphasen-Schlitzwand .....	38
Probeschlitz Einphasenverfahren .....	162	Dichtwandbeständigkeit	
Probeschlitz Zweiphasenverfahren .....	164	abdichtungstechnische Kennwerte .....	150
Probestich .....	165	Aufweichungsfortschritt .....	139
Prüfliquidität .....	150	Bemessungssickerwasser .....	149
Pseudoverfestigung .....	45, 46	diffusionsbedingte	
Qualitätsprüfungen .....	15	Schadstoffausbreitung .....	140
Qualitätssicherung .....	14, 179	DKS-Permeameter .....	148
Quelltrichter .....	62	Durchführung von Lagerungsversuchen	
resistente Dichtmassen am		.....	144
Dichtwandfuß .....	70	effektiver Diffusionskoeffizient .....	141
Retardation .....	146, 148	einaxiale Druckfestigkeit .....	155
Sandabsatz .....	50	Erosionsbeständigkeit .....	155
Sandregenphänomen .....	49, 51	freier Lagerungsversuch	
Sandsedimentation .....	49	(Diffusionstests) .....	136
Schadstoffmigration .....	127	freier und modifizierter	
Schmalwand .....	78	Lagerungsversuch .....	139
Sedimentation .....	53, 57	Lagerungsversuch .....	137
Sicherheit gegen das Abgleiten von		modifizierter Lagerungsversuch .....	138, 139
Einzelkörnern oder Korngruppen .....	114	Pinhole-Test .....	155
Sicherheit gegen das Unterschreiten des		Prüfliquidität .....	150
statisch erforderlichen		Retardation .....	146, 148
Flüssigkeitsspiegels .....	121	suspensionsrheologische Kennwerte .....	150
Sicherheit gegen den Schlitz		Tortuosität .....	146, 148
gefährdende Gleitflächen im Boden		VICAT-Nadel .....	145
.....	117	VICAT-Nadeleindringung .....	141
Sicherheit gegen Grundwasser .....	112	Dichtwandkammer .....	71
Sickerpegel .....	167	Dichtwandmassen	
Sickertest in Sickerpegeln .....	169	abdichtungstechnische Kennwerte .....	150
Stand der Technik .....	6	Aufbereitungsversuch .....	160
Standardsicherheit .....	10	Aufweichungsfortschritt .....	139
Standardsicherheitsnachweis .....	113	Ausführungsprüfung an Einphasen-	
suspensionsrheologische Kennwerte .....	150	Dichtwänden .....	181
Suspensionsverlust .....	12, 13, 57	Ausführungsprüfung an Schmalwand-	
Systemprüfung .....	185	Dichtmassen .....	183
Testkasten .....	170	Ausführungsprüfung an	
Testmaßnahmen und Probeabschnitte .....	16	Stützsuspensionen und Zweiphasen-	
Testschacht .....	172	Dichtmassen .....	182
Tiefenfiltration .....	54, 55	Ausführungsprüfung an Suspensionen	
Tortuosität .....	146, 148	.....	181
Versorgung der Baustelle .....	22	Bemessungssickerwasser .....	149
vertikale Dichtsysteme .....	29	Bentonit .....	73, 85
VICAT-Nadel .....	145	Bentonit- und Bentonit-	
		Zementsuspension .....	151

Bestimmung der Festigkeit.....	99	Qualitätssicherung.....	179
Bestimmung des Fließverhaltens.....	96	Retardation.....	146, 148
diffusionsbedingte		Rezepturen.....	76, 78
Schadstoffausbreitung.....	140	Rührversuche.....	90
DKS-Permeameter.....	148	Sandeintrag.....	105
Durchlässigkeit nach der		Schlitzwände im Einphasenverfahren.	76
Vergußmethode.....	102	Schlitzwände im Zweiphasenverfahren	
Durchlässigkeitsversuch im		.....	77
Glasröhrchen.....	102	Schmalwand.....	78
Durchlässigkeitsversuch im		Sedimentationsstabilität.....	105
Kompressionsgerät.....	101	suspensionsrheologische Kennwerte.	150
Durchlässigkeitsversuch in der		Tonmehl.....	74
Dreiaxialzelle.....	104	Tortuosität.....	146, 148
effektiver Diffusionskoeffizient.....	141	VICAT-Nadel.....	145
einaxiale Druckfestigkeit.....	99, 155	VICAT-Nadeleindringung.....	141
Eingangsprüfung.....	181	Zugabewasser.....	88
Eingangsprüfung für		Zusatzmittel.....	88
Suspensionskomponenten.....	180	Zweiphasen-Dichtwand.....	76
Einphasen-Dichtwand.....	76	Dichtwandsuspension	
Energieeintrag.....	105	Aufbereitungsanlage.....	80
Erosionsbeständigkeit.....	154, 155	Aufbereitungstechnik.....	79
Fertigmischungen.....	78	Chargenmischer.....	80
Filterkuchenwachstum.....	110	Fertigmischungen.....	79
Filterpresse.....	97	Mehrkomponentenmischung.....	80
Filtratwasserabgabe.....	97, 110	Mischanlage.....	79
Fließgrenzenmessung.....	95	Regenerationsanlage.....	82
Fließparameter.....	91	Regenerationstechnik.....	82
Fließverhalten.....	96	Diffusion.....	130
freier Lagerungsversuch		DKS-Permeameter.....	148
(Diffusionstests).....	136	<b>E</b>	
freier und modifizierter		Einkapselung	
Lagerungsversuch.....	139	Allgemeines.....	26
hydraulische Bindemittel.....	74, 87	Arbeitsschutz.....	19
konvektive und diffusive Emission ..	134	Backfillverfahren.....	65
Kugelharfe.....	95	Bauablaufplanung.....	18
Laborflügelsonde.....	99	Baugrunduntersuchung.....	84
labormaßstäbliche Aufbereitung.....	89	Baustellenräumung und	
Lagerungsversuch.....	137	Wiederherstellung des Geländes.....	25
MARSH-Trichter.....	96	Beweissicherung.....	20
Messung der Wichte.....	91	Bodenuntersuchung.....	86
mineralische Füllstoffe.....	75, 87	Dichtwandkammer.....	71
Mischungskomponenten.....	73	Emissionen.....	9
modifizierter Lagerungsversuch	138, 139	Entsorgung der Baustelle.....	23
Pendelgerät.....	94	gerammte Schlitzwand.....	66
Penetrations- und Filtrationsverhalten		Glasdichtwand als Labyrinthwände ...	69
.....	106	grundlegende Anforderungen.....	5
pH-Wert der Suspension.....	98	hydraulische Situation.....	8
Pinhole-Test.....	155	Kammersystem.....	71
Probekörper.....	90	Kombinationsdichtwand.....	67
Prüfflüssigkeit.....	150		

Kombinationsdichtwand mit eingestellten Glaselementen .....	69	Konvektion.....	128
Kombinationsdichtwand mit Kunststoffdichtungsbahnen .....	68	Kugelharfe.....	95
Kontaktschema .....	17	<b>L</b>	
konvektive und diffusive Emission ..	134	Laborflügelsonde.....	99
Lage und Tiefe .....	7	Literatur	
Lagerflächen .....	24	Dichtwand .....	210
Leckageursachen.....	30	Schlitzwand.....	210
Parallelschlitzwand nach dem Kammersystem .....	71	Schmalwand.....	210
Qualitätsprüfungen .....	15	<b>M</b>	
Qualitätssicherung .....	14	MARSH-Trichter .....	96
resistente Dichtmassen am Dichtwandfuß .....	70	mineralische Füllstoffe.....	75, 87
Schadstoffmigration.....	127	<b>P</b>	
Stand der Technik.....	6	Parallelschlitzwand nach dem Kammersystem.....	71
Standicherheit.....	10	Pendelgerät.....	94
Suspensionsverlust .....	12, 13	Pilgerschrittverfahren.....	34
Testmaßnahmen und Probeabschnitte	16	<b>Q</b>	
Versorgung der Baustelle .....	22	Qualitätssicherung	
vertikale Dichtsysteme.....	29	Dichtwand .....	179
Wasserversorgung.....	11	<b>R</b>	
Zufahrt .....	21	Retardation .....	148
Einphasen-Dichtwand		<b>S</b>	
Dichtwandmassen .....	76	Schadstoffmigration	
Einphasen-Schlitzwand		Dichtwand .....	127
Allgemeines .....	41	Diffusion .....	130
<b>F</b>		Einfluß der Dichtwandbreite.....	134
Festigkeit		FICKsches Gesetz .....	131
Laborflügelsonde .....	99	Konvektion.....	128
FICKsches Gesetz.....	131	Überlagerung konvektiver und diffuser Transportvorgänge .....	133
Filterpresse.....	97	Schlitzwand	
Filtratwasserabgabe		abdichtungstechnische Kennwerte ....	150
Allgemeines .....	59	Allgemeines .....	32
Filterpresse.....	97	Arbeitsschutz.....	19
Fließgrenzenmessung		Aufbereitungsversuch .....	160
Kugelharfe .....	95	Ausführungsprüfung an Einphasen- Dichtwänden .....	181
Fließverhalten		Ausführungsprüfung an Stützsuspensionen und Zweiphasen- Dichtmassen.....	182
MARSH-Trichter.....	96	Ausführungsprüfung an Suspensionen .....	181
<b>G</b>		Aushubverfahren und -geräte.....	32
Grundwasserbeschaffenheit		Ausschreibung.....	188
Pendelgerät .....	94	Bauablaufplanung .....	18
<b>H</b>		Baugrunduntersuchung .....	84
hydraulische Bindemittel .....	74, 87	Baustellenräumung und Wiederherstellung des Geländes....	25
<b>K</b>		Bentonit- und Bentonit- Zementsuspension.....	151
Kombinationsdichtwand			
Allgemeines .....	67		
mit eingestellten Glaselementen.....	69		
mit Kunststoffdichtungsbahnen.....	68		

Beweissicherung .....	20	Nachbesserungsmöglichkeiten.....	186
Bodenuntersuchung .....	86	Nachdichtungsverfahren .....	186
Bodenverformung .....	61	Parallelschlitzwand nach dem	
Dichtwandbeanspruchung durch		Kammersystem.....	71
Geländeauflasten .....	124	Penetration .....	54
Dichtwandkammer.....	71	Pilgerschrittverfahren.....	34
einaxiale Druckfestigkeit .....	155	Pinhole-Test .....	155
Eingangsprüfung.....	181	Probeschlitz Einphasenverfahren .....	162
Eingangsprüfung für		Probeschlitz Zweiphasenverfahren ...	164
Suspensionskomponenten.....	180	Probestich.....	165
Einphasenverfahren .....	41	Pseudoverfestigung .....	45, 46
Emissionen .....	9	Qualitätsprüfungen.....	15
Entsorgung der Baustelle .....	23	Qualitätssicherung.....	14, 179
Erosionsbeständigkeit.....	154, 155	Quelltrichter .....	62
erreichbare Tiefe .....	45	Regenerationsanlage .....	37
Fallmeißel .....	35	resistente Dichtmassen am	
Fertigmischungen .....	78	Dichtwandfuß.....	70
Feststoffsedimentation.....	51	Sandabsatz.....	50
Feststoffverlagerung .....	54, 56	Sandregenphänomen .....	49, 51
Filtration .....	54, 55, 57	Sandsedimentation .....	49
Filtratwasserabgabe .....	59	Schadstoffmigration .....	127
Fräskopf mit Schneidrädern.....	36	Schlitzwandfräse .....	37
geramte Schlitzwand .....	66	Sedimentation .....	53, 57
Glasdichtwand als Labyrinthwände....	69	Sicherheit gegen das Abgleiten von	
grundlegende Anforderungen .....	5	Einzelkörnern oder Korngruppen..	114
Herstellkontrolle .....	184	Sicherheit gegen das Unterschreiten des	
hydraulische Instabilität.....	60, 64	statisch erforderlichen	
hydraulische Situation .....	8	Flüssigkeitsspiegels.....	121
hydraulischer Überdruck.....	60	Sicherheit gegen den Schlitz	
Kammersystem .....	71, 175	gefährdende Gleitflächen im Boden	
Kombinationsdichtwand.....	67	.....	117
Kombinationsdichtwand mit		Sicherheit gegen Grundwasser.....	112
eingestellten Glaselementen .....	69	Sickerpegel.....	167
Kombinationsdichtwand mit		Sickertest in Sickerpegeln.....	169
Kunststoffdichtungsbahnen .....	68	Stand der Technik .....	6
Kontaktschema .....	17	Standssicherheit.....	10
Kontraktorverfahren .....	39	Standssicherheitsnachweis.....	113
Kontrollpegel.....	177	suspensionsrheologische Kennwerte.	150
konvektive und diffusive Emission ..	134	Suspensionsverlust.....	12, 13, 57
Lage und Tiefe .....	7	Systemprüfung .....	185
Lagegenauigkeit und Überschneidung		Testkasten .....	170
.....	158	Testmaßnahmen und Probeabschnitte.	16
Lagerflächen .....	24	Testschacht.....	172
Lamellenverbindung .....	49	Tiefenfiltration .....	54, 55
Leckageursachen.....	30	Tieflöffelbagger.....	35
Leitwand und Schlitzwandgreifer.....	33	Versorgung der Baustelle.....	22
Literatur .....	210	vertikale Dichtsysteme.....	29
Lotabweichung .....	45	Vor- und Nachteile.....	41
Nachbesserung mittels Injektionstechnik		Wasserüberstau .....	59
.....	187	Wasserversorgung.....	11

Zerrungswelle .....	47	konvektive und diffusive Emission...	134
Zufahrt .....	21	Lage und Tiefe .....	7
Zweiphasenverfahren.....	38	Lagegenauigkeit und Überschneidung	
Schlitzwand im Einphasenverfahren .....	76	.....	158
Dichtwandmassen.....	76	Lagerflächen.....	24
Schlitzwand im Zweiphasenverfahren....	77	Leckageursachen .....	30
Dichtwandmassen .....	77	Literatur.....	210
Schlitzwandfräse.....	37	Nachdichtungsverfahren .....	186
Schmalwand		Parallelschlitzwand nach dem	
abdichtungstechnische Kennwerte....	150	Kammersystem.....	71
Allgemeines .....	78	Penetration .....	54
Arbeitsschutz .....	19	Pinhole-Test .....	155
Aufbereitungsversuch.....	160	Prinzip .....	43
Ausführungsprüfung an Schmalwand-		Probestich.....	165
Dichtmassen.....	183	Pseudoverfestigung .....	45
Ausführungsprüfung an Suspensionen		Qualitätsprüfungen.....	15
.....	181	Qualitätssicherung.....	14, 179
Ausschreibung .....	188	Quelltrichter .....	62
Bauablaufplanung .....	18	resistente Dichtmassen am	
Baugrunduntersuchung .....	84	Dichtwandfuß.....	70
Baustellenräumung und		Schadstoffmigration .....	127
Wiederherstellung des Geländes....	25	Sedimentation .....	53, 57
Bentonit- und Bentonit-		Stand der Technik .....	6
Zementsuspension .....	151	Standicherheit.....	10
Beweissicherung .....	20	suspensionsrheologische Kennwerte.	150
Bodenuntersuchung .....	86	Suspensionsverlust.....	12, 13, 57
Bodenverformung .....	61	Systemprüfung .....	185
Dichtwandkammer.....	71	Testkasten .....	170
Dichtwandmassen .....	78	Testmaßnahmen und Probeabschnitte.	16
einaxiale Druckfestigkeit .....	155	Testschacht.....	172
Eingangsprüfung.....	181	Tiefenfiltration .....	54, 55
Eingangsprüfung für		Verdrängungskörper.....	42
Suspensionskomponenten.....	180	Versorgung der Baustelle.....	22
Emissionen .....	9	vertikale Dichtsysteme .....	29
Entsorgung der Baustelle .....	23	Vor- und Nachteile.....	44
Erosionsbeständigkeit.....	154, 155	Wasserüberstau .....	59
erreichbare Tiefe .....	45	Wasserversorgung.....	11
Fertigmischungen .....	78	Zufahrt.....	21
Feststoffverlagerung .....	54, 56	Schmalwandherstellung	
Filtration .....	54, 55, 57	Allgemeines .....	42
Filtratwasserabgabe .....	59	Prinzip .....	43
grundlegende Anforderungen .....	5	Verdrängungskörper.....	42
Herstellkontrolle .....	184	Sicherung und Sanierung von Altlasten	
Herstellungsverfahren.....	42	Allgemeines .....	26
hydraulische Instabilität.....	60, 64	Einkapselung.....	27
hydraulische Situation .....	8	vertikale Dichtsysteme .....	29
hydraulischer Überdruck.....	60	Suspensionsverlust.....	57
Kammersystem .....	71, 175	<b>T</b>	
Kontaktschema .....	17	Tonmehl .....	74
Kontrollpegel .....	177	Tortuosität .....	148

---

<b>V</b>		Zweiphasen-Dichtwand	
VICAT-Nadel .....	145	Dichtwandmassen .....	76
VICAT-Nadeleindringung .....	141	Zweiphasen-Schlitzwand	
<b>Z</b>		Allgemeines .....	38
Zugabewasser .....	88	Kontraktorverfahren.....	39
Zusatzmittel .....	88		