

Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis

von Dipl.-Ing. Fritz Radl
Ing. Manfred Kiefl

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Allgemeines	76
1.1 Vorbemerkungen	76
1.2 Projektsentstehung	76
1.3 Standortbeschreibung	77
2. Untergrundverhältnisse	77
2.1 Regionale Geologie	77
2.2 Detaillierter Schichtaufbau	77
2.3 Hydrogeologie	80
2.3.1 Großräumiger Bereich	80
2.3.2 Grundwasser im Deponiebereich	80
3. Bodenphysikalische Untersuchungen	81
4. Projektierung, theoretisches Modell	81
4.1 Übersicht	81
4.2 Grundlagen	81
4.2.1 Allgemeines	81
4.2.2 Grundwasserstände	81
4.2.3 Durchlässigkeit des Baugrundes	82
4.2.4 Dichtwände	82
4.2.5 Berechnungsmodell	82
5. Das Wiener Dichtwandkammersystem	84
5.1 Beschreibung des Systems	84
5.2 Überprüfung auf Fehlerfreiheit	85
5.3 Betriebssystem der Deponiewasserhaltung, Sicherheitsbetrachtung	85
5.4 Kostenüberlegungen	86
6. Bauausführung	86
6.1 Ausschreibung	86
6.2 Zeitlicher Ablauf der Bauarbeiten	87
6.3 Schmalwandherstellung	87
6.4 Schlitzwandherstellung	90
6.5 Pegel- und Brunnenherstellung	90
6.6 Sondermaßnahmen	91
6.7 Dichtwandprüfung	91
6.8 Grundwasserbeeinflussung	92
6.9 Beurteilung des Gesamtverhaltens der Umschließung	92
7. Schlußfolgerungen und Ausblick	94
	75

1. Allgemeines

1.1 Vorbemerkungen

Der Schutz des Grundwassers ist eine zunehmend vordringlicher werdende Aufgabe. Besondere Bedeutung gewinnt dabei die Sicherung bestehender Deponien. Diese wurden in der Vergangenheit vielfach ohne jene Sorgfalt errichtet, mit der heute in Kenntnis der möglichen Gefahren vorgegangen wird.

Grundsätzlich ist das Ziel jeder Maßnahme, vorhandene oder künftig zu erwartende Austritte von schadstoffbeladenen Wässern in Bereiche außerhalb der eigentlichen Deponie mit Sicherheit und kontrollierbar zu verhindern. Welche Vorgangsweise im einzelnen Fall zur Anwendung gelangt, ist von derart vielen Faktoren abhängig, daß erst eine umfassende Analyse aller maßgebenden Daten den bestmöglichen Weg aufzeigen kann. Die an sich widersprüchliche Forderung nach den geringstmöglich aufzuwendenden Mitteln bei gleichzeitigem Erreichen einer größtmöglichen Sicherheit bringt es mit sich, daß für den jeweiligen Einzelfall eine Vielzahl von technischen Maßnahmen zumindest in ihren Grundzügen überlegt werden muß.

1.2 Projektentstehung

Die Gemeinde Wien betreibt am Rautenweg in der Katastralgemeinde Hirschstetten eine Mülldeponie. Diese war vor 20 Jahren ohne besondere Beachtung auf eine Standortbeurteilung eingerichtet worden. Da das Areal die einzige im städtischen Besitz befindliche Mülldeponie ist, wurde 1984 von der Stadt Wien ein Projekt mit einer Vergrößerung der Schütthöhe von derzeit 18 m auf 45 m ausgearbeitet. Hierbei sollte gleichzeitig auch eine Sanierung erfolgen, die zum damaligen Zeitpunkt eine Zwischenabdeckung, Sickerwasserfassung und Entgasungsanlage vorsah.

Aus einem für dieses Projekt erstellten Gutachten ging hervor, daß bei Verwirklichung dieses Projektes langfristig eine Beeinflussung des Grundwassers durch verunreinigte Deponiesickerwässer nicht auszuschließen wäre. Daraufhin wurde eine Umschließung mittels abgeschotteter lotrechter Dichtwände geplant, wie von Prof. H. Brandl bereits im Mai 1985 angeregt worden war. Im Zuge der für das neue Projekt notwendigen Baugrunduntersuchungen wurden Proben aus dem Grundwasser entnommen. Diese zeigten, daß eine Beeinflussung des Grundwassers durch Deponiesickerwässer bereits erfolgt war. Am 5. 12. 1985 ereignete sich in der unmittelbar am westlichen Rand der Deponie liegenden Hofmannsiedlung eine Deponiegasverpufung. Dieses Ereignis unterstrich die Dringlichkeit

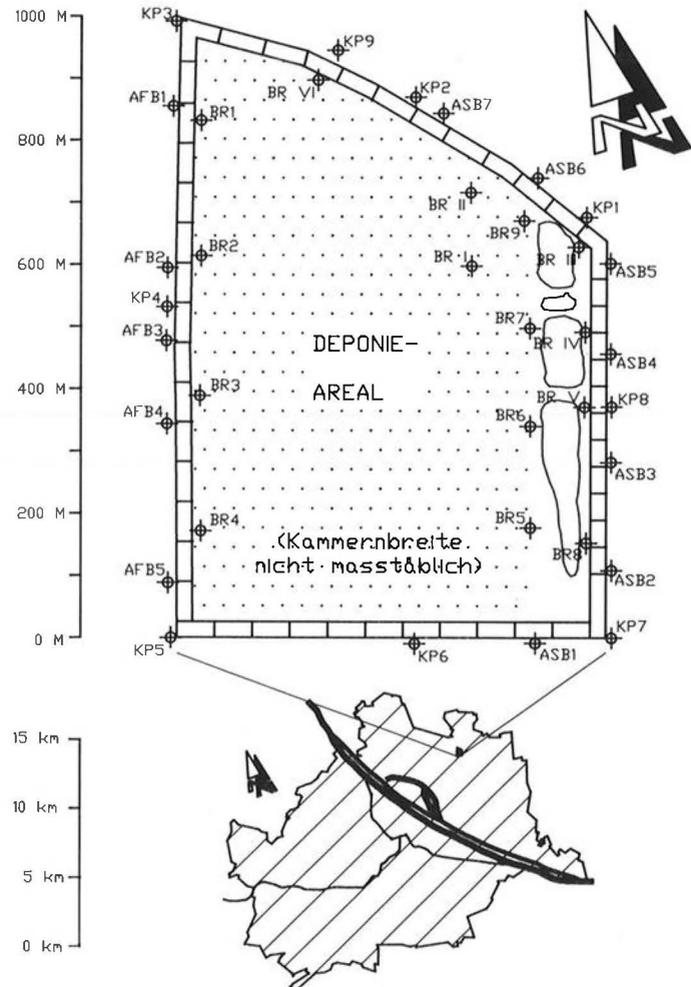


Abb. 1: Lageplan der Deponie mit Situierung innerhalb des Stadtgebietes von Wien

BR 1—BR 9, BR I—BR VI ... Deponiebrunnen zur Wasserhaltung und Wasserstandskontrolle innerhalb der Deponieumschließung (Ausbaudurchmesser 300 mm)

AFB 1—AFB 5 ... Förderbrunnen für den Grundwasserausgleich (Ausbaudurchmesser 150 mm)

ASB 1—ASB 7 ... Schluckbrunnen für den Grundwasserausgleich (Ausbaudurchmesser 150 mm)

KP 1—KP 8 ... Pegel zur Wasserstandskontrolle außerhalb der Deponieumschließung. Jeder Pegel ist zur Kontrolle sowohl des Quartärs als auch des Tertiärs ausgebaut (Ausbaudurchmesser 150 mm)

Die Umschließung besteht aus 49 Dichtwandkammern mit einer Länge zwischen 40 m und 80 m. Die Breite beträgt zwischen 4 m und 7 m. Jede Kammer ist mit einem mittig angeordneten Pegel (Ausbaudurchmesser 150 mm) ausgerüstet.

Fig. 1: Ground-plan of the waste deposit, and situation within the area of Vienna.

BR 1—BR 9, BR I—BR VI ... Deposit-wells for lowering and control of the groundwater level inside the enclosure (well casing diameter 300 mm)

AFB 1—AFB 5 ... Groundwater lowering wells for the groundwater balance (well casing diameter 150 mm)

ASB 1—ASB 7 ... Inverted wells for the groundwater balance (well casing diameter 150 mm)

KP 1—KP 8 ... Wells for monitoring the groundwater level outside the enclosure. Each well enables the measuring of the water level either in the quarternery and the tertiary stratum (well casing diameter 150 mm)

The enclosure consists of 49 chambers with a length between 40 m and 80 m. The width is from 4 m to 7 m. In the middle of each chamber a well is situated (well casing diameter 150 mm).

der Maßnahmen und führte dazu, daß die Umschließung der Deponie letztlich als einzig wirksame Variante anerkannt wurde.

1.3 Standortbeschreibung

Die Deponie liegt etwa 10 km nördlich des Zentrums der Stadt Wien im westlichen Teil des Marchfeldes am nördlichen Rand des Donautales (Abb. 1). Geologisch gesehen befindet sich der Deponieplatz am Rand des Wiener Beckens. Im 22. Wiener Gemeindebezirk (Donaustadt, Katastralgemeinde Hirschstetten) wird er im Süden durch den Rautenweg, im Osten durch die „Paxteiche“, im Westen durch die „Hofmannsiedlung“ und im Norden durch das aufgelassene Gelände der Ostbahn begrenzt. Bei der direkt an die Deponie grenzenden Hofmannsiedlung handelte es sich um baubehördlich nicht genehmigte Objekte. Die geringste Entfernung zur nächsten Siedlung (östlich der Deponie) beträgt ca. 250 m.

Die ungestörte Geländehöhe im direkten Umfeld des Deponieareals beträgt ca. 2,2 bis etwa 3,0 m über Wiener Null (= 156,68 m ü. Adria). Die Umgebung ist vorwiegend landwirtschaftlich genutzt. Im unmittelbaren Deponiebereich ist das Gelände zufolge jahrelanger Geländeänderungen durch Abgrabungen (Kiesgruben) und Aufschüttungen (Mülldeponie) deutlich strukturiert. Die Ausdehnung des durch eine Dichtwand zu umschließenden Areals beträgt in nördlicher Richtung etwa 1000 m, in östlicher Richtung etwa 700 m. Die trapezförmige Fläche hat ein Ausmaß von ca. 600.000 m².

2. Untergrundverhältnisse

2.1 Regionale Geologie

Unter einer geringmächtigen humosen Deckschichte, die auf Resten von Lößlehm bzw. alten Aulehmen liegt, folgt eine mächtige quartäre Schotter-schicht (Donauschotter). Den tieferen Untergrund bilden die jungtertiären Sande und Schluffe des Oberpannon. Diese sind durch tektonische Vorgänge stark zerbrochen. An Zerr- und Scherbrüchen sind sie zu einzelnen, oft unterschiedlich zueinander geneigten Schollen zerlegt. Unter diesen sehr heterogen aufgebauten, bis ca. 400 m unter Gelände reichenden Oberpannon-Schichten folgen die stark tonigen Sedimentpakete des Mittel- und Unterpannon. Die Festgesteine des alpinen Untergrundes treten erst ab ca. 900 m unter Gelände auf.

2.2 Detaillierter Schichtaufbau

Die geologischen Schichtverhältnisse an der Deponieumgrenzung wurden durch 22 Aufschlußbohrungen in der Zeit von August 1985 bis April 1986 soweit erkundet, daß ein ausreichend klares Bild über die Schichtverhältnisse und deren Eigenschaften im näheren Deponiebereich gewonnen werden konnte. Von den Bohrungen wurden 6 als Brunnen (Ausbau-durchmesser 300 mm) und 8 als Pegel (Ausbau-durchmesser 150 mm) ausgebaut. Im Regelfall wurde der Aufschluß bis 25 m Tiefe vorgenommen. Auch die Brunnenbohrungen reichen in jedem Fall bis in die Tertiärschicht. Einzelne Bohrungen erreichten eine Endteufe von 49 m. Im eigentlichen Deponiebereich (d. h. durch den bereits bestehenden Müllberg) wurden keine Bohrungen ausgeführt, um nicht eine künstliche Kontaminationsmöglichkeit zu schaffen. Im Zuge der Baugrunderkundung wurden sowohl gestörte als auch ungestörte Bodenproben entnommen.

Die erkundeten Schichten sind im folgenden beschrieben:

Anschüttungen:

Es handelt sich um ein Gemenge aus Kiesen, Sanden, Mauerwerks- sowie Bauschuttresten.

Lößlehmschichten:

Unter den Anschüttungen finden sich Reste von stark verwitterten Schluffsand, die oberflächennah anstehende alte Ausande oder Lößlehme darstellen. Die relativ große Porosität dieser Sedimente läßt nicht erwarten, daß sie eine gute Deckschicht gegen das Infiltrieren von Niederschlagswässern darstellen.

Donauschotter:

Weitgestufte unterschiedlich sandige runde Mischkiese aus Quarzen, Kristallingeröllen und Karbonatgesteinen. Die unterschiedlich dicht bis mitteldicht gelagerten Donauschotter können je nach Sand- und Schluffgehalt unterschiedliche Kornbindung aufweisen. Der Kornaufbau reicht von sehr sandarmen Schichten (örtlich vollkommen frei von Sand) bis zu sehr sandreichen, etwas schluffigen Kiesen. Entsprechend diesem weitgespannten Spektrum streuen auch die im Labor ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte. Weiters ist darauf hinzuweisen, daß die Kiesschichten eine oder mehrere Lagen von Steinen und Blöcken enthalten. Insbesondere die vereinzelt auftretenden sogenannten Findlinge können beachtliche Dimensionen (ca. Ø 600 mm) aufweisen.

Jungtertiärschichten:

Diese gehören dem Oberpannon an und stammen aus einem Abschnitt der Erdgeschichte, in dem das Wiener Becken am Ende seiner Meeresbedeckung

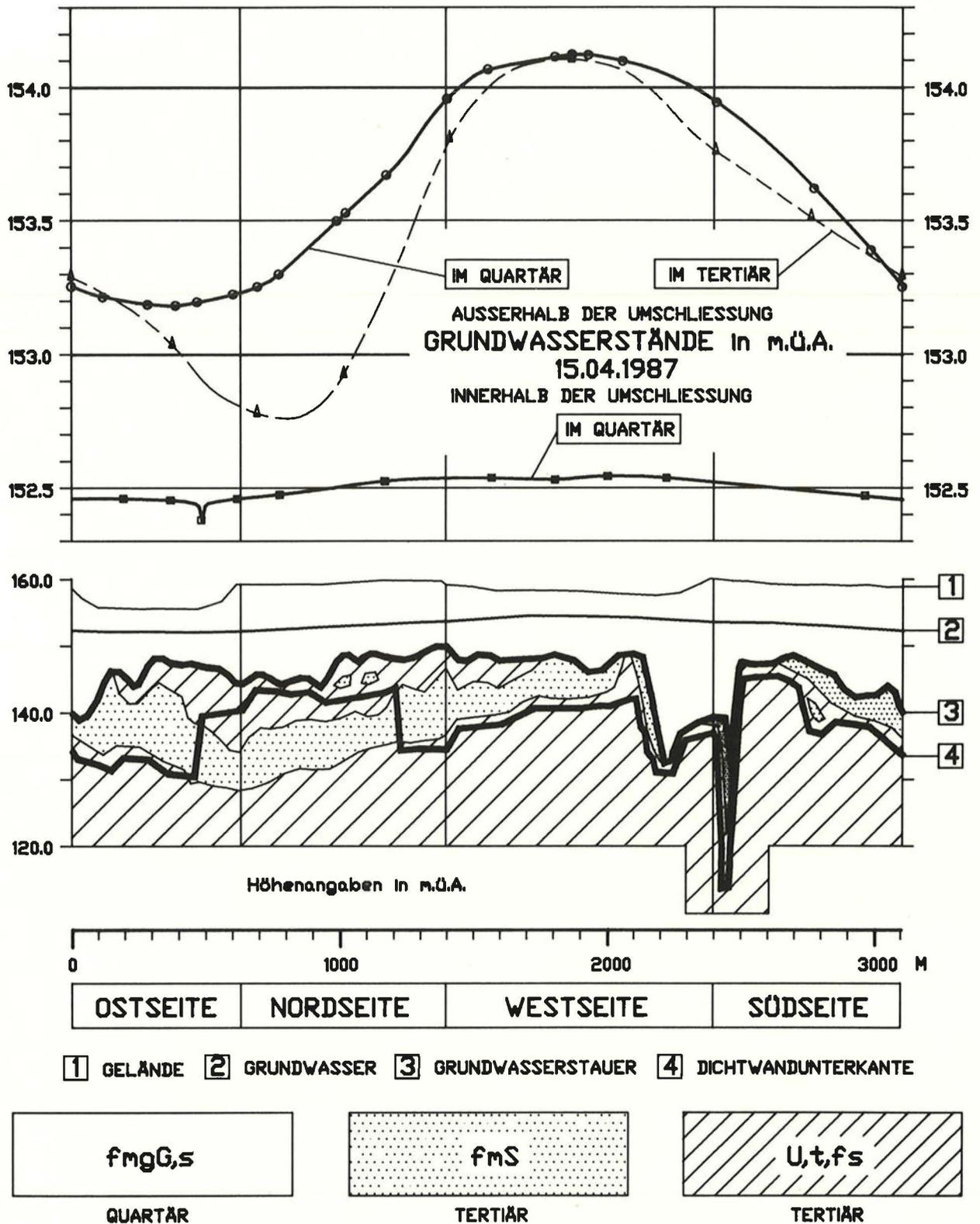
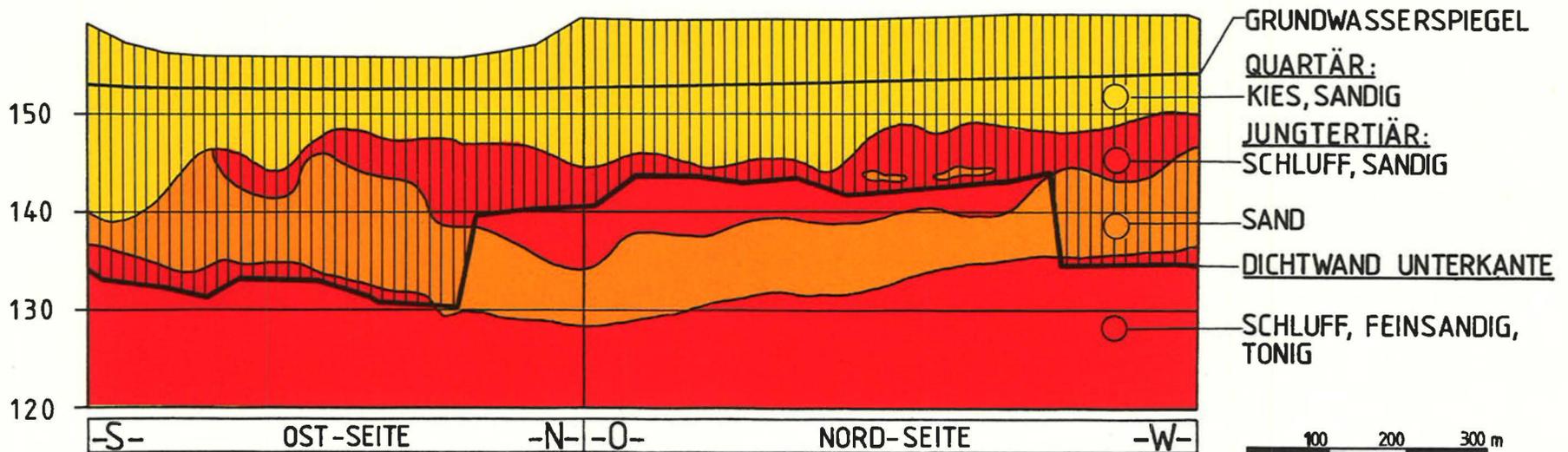
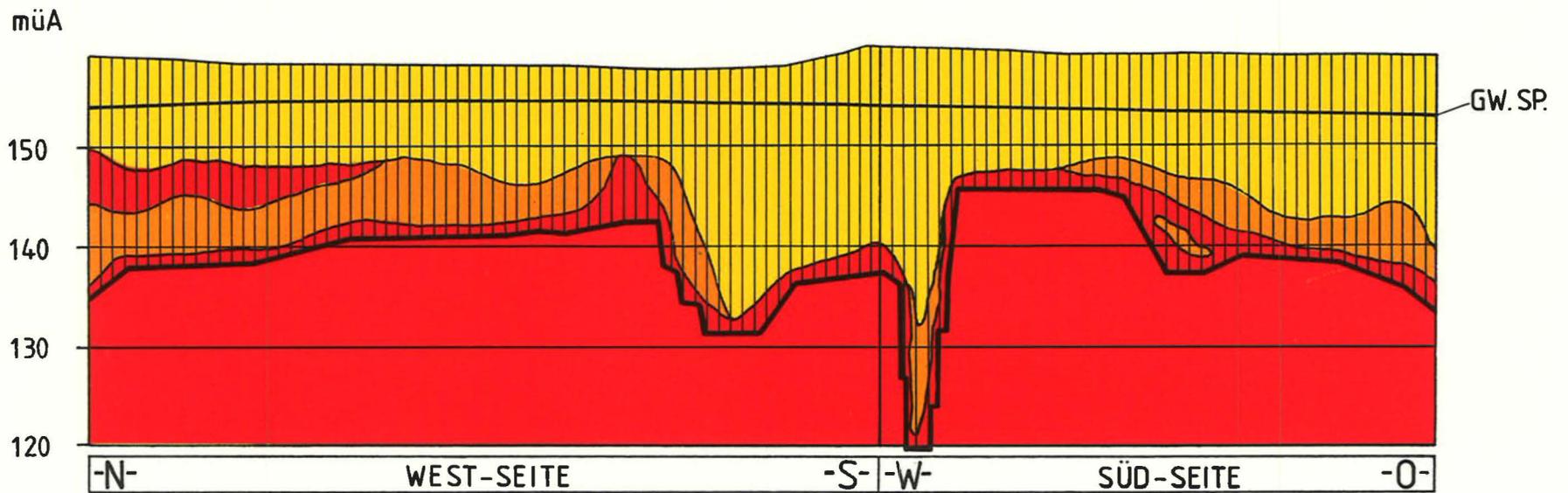


Abb. 2: Grundwasserstände außerhalb und innerhalb der Deponie (Abwicklung entlang der Umschließung) fünf Monate nach Fertigstellung der Dichtwände bei Wasserhaltung innerhalb der Deponie mit 11,2 l/s Fördermenge aus Brunnen BR IV. Geologischer Längenschnitt entlang der Umschließung.

Fig. 2: Groundwater level outside and inside the waste deposit (winding off of the enclosure) five months after construction of the cut-offs. Dewatering takes place in well BR IV with an amount of 11.2 l/sec. Geological longitudinal section along the enclosure. 4... toe of the cut-offs (thin and conventional diaphragm walls)



angelangt war. Im Zuge der Verlangsamung der tektonisch bedingten Absenkbewegung trat eine Verlagerung der Wassertiefe und damit verstärkt der Einfluß fluviatiler Ablagerungen (Sedimentation von Sanden und auch Kiesschichten) auf. In dieser Formation dominieren die Sande bzw. sandigen Schluffe. Treten tonige Schluffschichten auf, so erreichen sie keine besonderen Mächtigkeiten. Die oft bröckelige Textur und das Vorhandensein von deutlichen Harnischflächen zeigt den starken tektonischen Zerstörungsgrad der tertiären Schichten. Ein weiteres Indiz für die tektonische Beanspruchung sind die ockerfarbigen Verwitterungszonen, die bis in große Tiefen reichen. Nicht zuletzt weist die stark strukturierte Grenzfläche zwischen den Quartärschichten im Hangenden und den Tertiärschichten im Liegenden auf die große Erosionsphase zu Ende der Tertiärzeit hin, in der besonders an tektonisch geschwächten Zonen der Erdoberfläche Ausräumungen in Form von tiefen Rinnen und Kolken stattgefunden haben. Die Tertiäroberfläche wurde bei den Baugrunduntersuchungen in einer mittleren Tiefe von 12,5 m unter Geländeoberfläche festgestellt. Im südwestlichen Bereich der Deponie hingegen zeigen sich große Eintiefungen. An dieser Stelle wird die Tertiäroberfläche erst in einer Tiefe von 27 m unter Gelände angetroffen (Abb. 2 und 2 a).

2.3 Hydrogeologie

2.3.1 Großräumiger Bereich

Erstes Grundwasserstockwerk (Grundwasser im Quartär):

Der Deponiebereich liegt in einer Region, die einerseits noch schwach von der Donau im Süden, andererseits vom Hügelland im Norden und Nordwesten beeinflusst wird (Randstrombereich mit Anzeichen von Grundwasserneubildung). Dieses Stockwerk ist durch einige langjährig beobachtete Grundwassermeßstellen einigermäßen gut bekannt. Die generelle Grundwasserfließrichtung erfolgt von West nach Ost mit einem mittleren Spiegelgefälle von 0,7‰. Der in der gesamten Region hauptsächlich nutzbare Anteil an Grundwasser ist in diesen oberflächennahen Quartärschichten anzutreffen.

Zweites Grundwasserstockwerk und weitere:

Beobachtungen über die in den tertiären Schichten anzutreffenden Grundwässer lagen praktisch nicht vor. Erste Hinweise lieferten die Beobachtungen im Zuge der Baugrunduntersuchungen für das Umschließungsprojekt. Erwartungsgemäß zeigten die angetroffenen Grundwässer unterschiedliche, aber starke Aufstiegstendenzen. Die in vier hergestellten Tertiärpegeln gemessenen Wasserstände lagen praktisch in der gleichen Höhe wie die in den Quartärpegeln.

2.3.2 Grundwasser im Deponiebereich

In der quartären Überlagerung tritt freies Grundwasser auf. Je nach natürlicher Geländehöhe liegt der Spiegel in etwa 6,6 bis 7,0 m Tiefe. Die Grundwassermächtigkeit zum Zeitpunkt der Bohrungen betrug je nach Stärke des Kiespaketes 3,2 bis 20 m. Die bei den Bohrungen beobachteten Grundwasserintritte im Tertiär erfolgten wegen der verschiedenen Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten in unterschiedlicher Tiefe. Diese Wässer stehen unter Druck. Wie aus den Aufstiegsbeobachtungen bzw. aus den Messungen in den entsprechenden Pegeln hervorgeht, ist der Druck dieser gespannten Wässer praktisch gleich dem Wasserspiegel des Grundwassers in den überlagernden Quartärschichten. Das Grundwasser in den durchlässigen tertiären Schichten tritt in verschiedenen Teilstockwerken auf. Die Verbindung der einzelnen Schichten ist entweder durch direkten Kontakt oder das meist ausgeprägte Kluftsystem der trennenden Dichtschichten gegeben. Es besteht auch die Möglichkeit, daß einige Teilhorizonte, bedingt durch dichte Scherflächen, von umgebenden Sandschichten abgetrennt wurden und isoliert vorliegen. Teilweise stehen die Sandschichten mit den quartären Kiesen in direkter Verbindung. Der Zusammenhang der verschiedenen Grundwasserhorizonte wird auch deutlich durch die sehr tiefreichenden Verockerungen bzw. Braunverfärbungen der Tertiärschichten, hervorgerufen durch den Transport von gelöstem Sauerstoff aus den oberflächennahen Grundwässern in große Tiefen. Die im obersten Grundwasserstockwerk auftretenden Spiegelschwankungen werden den tieferliegenden Horizonten daher aufgeprägt; diese reagieren allerdings wegen der geringeren Durchlässigkeit zeitverschoben.

Bei Betrachtung der Wasserstände in den Paxteichen und einem Vergleich mit den Grundwasserständen der umgebenden Quartärpegel zeigt sich, daß zumindest der nördlichste Teich und vermutlich auch der südlichste wie eine Barriere im Grundwasserstrom wirken dürfte. Dieser durch eine gewisse Sohldichtung auftretende Umstand könnte zumindest zeitweise (vor allem bei sinkendem Grundwasserspiegel) zu einer Ablenkung der Fließrichtung nach Norden geführt haben. Damit ist auch eine Erklärung dafür gegeben, warum die festgestellten Grundwasserverunreinigungen nur im Norden der Deponie festzustellen waren. Aufgrund der großräumigen Grundwasserströmungsrichtung wären diese im Osten zu erwarten gewesen.

3. Bodenphysikalische Untersuchungen

Im Zuge der Aufschlußbohrungen wurde vor allem auf die Erkundung der Durchlässigkeit des Baugrundes Wert gelegt. An den dabei gewonnenen Bodenproben wurden die Korngrößenverteilung, der k_f -Wert und bei ungestörten Proben auch der natürliche Wassergehalt sowie die Lagerungsdichte bestimmt.

Die sandigen Kiese (quartär) sind als weit gestuft anzusehen. Häufig weisen sie ausgesprochen deutliche Fehlkornbereiche auf. Dies bedeutet, daß im Grundwasserleiter bevorzugte Wegigkeiten vorhanden sind. Der mittlere Wert von 14 untersuchten Proben beträgt 3×10^{-3} m/s, wobei die größte Durchlässigkeit mit 8×10^{-3} m/s und die kleinste mit 8×10^{-6} m/s den weitgestreuten Bereich zeigen. Für die geplante Umschließung von ausschlaggebender Bedeutung war allerdings die besonders sorgfältige Erkundung der Durchlässigkeit jener tertiären Schichten, in denen die Dichtwände einbinden. Die direkte Bestimmung durch Pumpversuche ist wegen des heterogenen Aufbaues des Untergrundes und der großen Ausdehnung der Deponiefläche praktisch nicht durchführbar. Daher wurden 80 repräsentative Proben im Labor untersucht. Die dabei ermittelten Durchlässigkeitswerte streuen zwischen 10^{-5} m/s und 10^{-11} m/s. Das rechnerische Mittel aller Proben ergibt einen Wert von $1,1 \times 10^{-6}$ m/s. Ein in einer, als Tertiärpegel ausgebauten, Bohrung durchgeführter Pumpversuch ergab für einen Bereich von Feinsand die Durchlässigkeit von 5×10^{-6} m/s; die Übereinstimmung zwischen den als repräsentativ ausgewählten Laborproben und dem Feldversuch ist demnach recht gut.

4. Projektierung, theoretisches Modell

4.1 Übersicht

Die vorhandene Deponie Rautenweg liegt in einem Gebiet mit ergiebigem Grundwasservorkommen. Zur Verhinderung weiterer Austritte von Deponiesickerwasser sind die verschiedensten technischen Maßnahmen überlegt worden. Die Bandbreite reicht vom Betrieb von Sperrbrunnen bis zur Umlagerung der Altlast in eine neu zu errichtende Deponie. Um mit Sperrbrunnen alleine eine weitere Ausbreitung des bereits kontaminierten Grundwasser sicher zu verhindern, wäre eine dauernde Entnahme von ca. 150 l/s erforderlich geworden. Wenn auch für die Errichtung einer ausreichenden Was-

serfassungsanlage relativ geringe Baukosten erforderlich wären, ist ein derartig großer Eingriff in den Wasserhaushalt der Region auf Dauer nicht zu verantworten. Weiters hätte sich das Problem der Entsorgung derartig großer Wassermengen gestellt. Gegen die Neuerrichtung einer Deponie und Umlagerung der Altlast sprach neben den sehr hohen Kosten auch der Umstand, daß das Grundwasser unterhalb des Müllkörpers als nicht mehr frei von Schadstoffen anzusehen war. Als insgesamt günstigste Lösung wurde die Umschließung der vorhandenen Deponie mit Dichtwänden bei dauernder Wasserhaltung erkannt.

Unabhängig von der technischen Ausführung der Dichtwände mußte eine Lösung gefunden werden, die folgende Parameter beachtet:

- Herstellbarkeit
- Kontrollierbarkeit
- Betriebssicherheit
- Kostenminimierung
- Minimierung der künftigen Wasserhaltung.

4.2 Grundlagen

4.2.1 Allgemeines

Zur rechnerischen Behandlung der geplanten Umschließung war es erforderlich, ein den Gegebenheiten angepaßtes, vereinfachtes Modell zu entwickeln. Grundsätzlich muß festgestellt werden, daß eine Berechnung, welche den genauen Verlauf der Baugrundsichten und die exakte Verteilung der Durchlässigkeiten berücksichtigt, praktisch nicht ausführbar ist, weil sich die tatsächlich an jedem Punkt vorhandenen Parameter nicht ermitteln lassen. Andererseits liefern vereinfachte Modelle ein für die Praxis ausreichend genaues Bild. Unbedingt erforderlich ist aber eine ausreichende Erkundung der örtlichen Baugrundverhältnisse durch objektbezogene Aufschlußbohrungen und die Ermittlung der maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte an im Labor untersuchten Bodenproben.

4.2.2 Grundwasserstände

Da die geplante Umschließung in einem Grundwasserfeld mit relativ großem Spiegelgefälle (0,7‰) liegt, wurde untersucht, welche Auswirkungen die Errichtung der geplanten Umschließung haben kann. In erster Näherung läßt sich aussagen, daß die Geometrie der Dichtwände für die vorher das Feld durchströmenden Grundwasseranteile eine Verdopplung der Sickerwege mit sich bringt. Somit ist bei einem unbeeinflussten Spiegelunterschied von 0,52 m eine Erhöhung auf 1,04 m unmittelbar an den Deponiegrenzen abschätzbar. Bei gleichmäßiger Verteilung ergäbe sich ein Aufstau und eine Ab-

senkung von jeweils 0,26 m. Diese einfache Überlegung ist in einem weiträumigen Grundwasserfeld relativ genau und bei annähernd homogenem Baugrundaufbau grundsätzlich unabhängig von der Durchlässigkeit. Generell kann festgestellt werden, daß die infolge der Dichtwandherstellung zu erwartenden Spiegeländerungen wesentlich kleiner sind als die jahreszeitlich bedingten, natürlichen Wasserstandsschwankungen. Aus wasserrechtlichen Gründen wurden auch genauere Berechnungen nach der FE-Methode durchgeführt. Diese ergaben einen Aufstau von maximal 0,4 m und eine Absenkung von 0,25 m, also gleiche Größenordnungen wie die einfache Näherungsrechnung.

Aus den vorliegenden Grundwasserstandsbeobachtungen und mit Hilfe der oben angeführten Überlegungen wurde der für die Berechnungen maßgebende mittlere Grundwasserstand mit 152,9 m. ü. A. festgelegt. Dabei beträgt der tiefste Grundwasserstand an der Umschließung im östlichen Bereich 152,4 m. ü. A. und der höchste an der Westseite 153,4 m. ü. A.

4.2.3 Durchlässigkeit des Baugrundes

Für die Berechnungen war die Festlegung einer fiktiven mittleren Höhenlage der Tertiäroberkante wesentlich. Aufgrund der Probebohrungen und unter Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse wurde diese Höhenlage mit 146,9 m. ü. A. angesetzt. Die darüber lagernden sandigen Kiese haben eine mittlere Durchlässigkeit von 3×10^{-3} m/s. In dieser Schicht fließt der überwiegende Teil des unterirdischen Wassers des gegenständlichen Gebietes. Die tertiären Schichten darunter besitzen eine mittlere Durchlässigkeit von 1×10^{-6} m/s. Um auf der sicheren Seite zu liegen und die vorhandene Klüftigkeit, auch der tonigen Schichten, zu berücksichtigen, wurde für die Berechnungen im Planungsstadium ein Wert von 5×10^{-6} m/s angenommen.

4.2.4 Dichtwände

Unabhängig von der Herstellungsart lassen sich Dichtwände durch einen Leitfähigkeitsbeiwert beschreiben. Als solcher ist der Quotient aus Materialdurchlässigkeitsbeiwert (k) und Wanddicke (d) anzusehen. Dem Stand der Technik entsprechend ist bei Verwendung von Hochofenzement und Ca-Bentonit eine Dichtwandmasse herstellbar, die sowohl Angriffen von Deponiewässern gegenüber beständig, als auch auf Dauer haltbar anzusehen ist. Die dabei erzielbaren Durchlässigkeitsbeiwerte können mit 5×10^{-9} m/s angesetzt werden. Bei einer Wandstärke von 0,05 m (Minimum einer Schmalwand) ergibt sich daher, ein für die Berechnungen im ungünstigsten Falle anzusetzender Wert von $k/d = 10^{-7} \text{ s}^{-1}$.

Die Unterkante der Dichtwände wurde ent-

sprechend den Probebohrungen mit im Mittel 138,5 m. ü. A. festgelegt. Damit ist die Gewähr gegeben, daß die obersten tertiären Sandschichten verläßlich durchtrennt werden und noch wirtschaftliche Tiefen möglich sind.

4.2.5 Berechnungsmodell

Das Konzept der Umschließung geht davon aus, daß auch in Zukunft keine Sickerwässer aus der Deponie in das umliegende Grundwasserfeld gelangen dürfen. Dazu ist es erforderlich, den Grundwasserspiegel innerhalb der Dichtwände immer tiefer als außerhalb zu halten. Ein Maß von 0,5 m an der ungünstigsten Stelle (unterstromig) berücksichtigt sowohl die hydrogeologischen Verhältnisse als auch eventuelle Betriebsstörungen der Wasserhaltung. Entsprechend Kapitel 4.2.2 ist damit für die Berechnung ein innerer Wasserspiegel von 151,9 m. ü. A. vorgegeben.

Die Berechnung diente zur Ermittlung der abzapfenden Wassermenge und zur Abschätzung des Einflusses eventueller Fehlstellen in der Dichtwand. Grundsätzlich kann mit ausreichender Genauigkeit der durch die Dichtwände anfallende Sickerwasseranteil von dem aus dem tertiären Baugrund kommenden Qualmwasser getrennt untersucht werden.

Die Durchlässigkeit der sandigen Kiese ist um ein Vielfaches größer als jene der Dichtwand und als die der tertiären Schichten. Daher ist es zulässig, die im quartären Bereich auftretenden Filterwiderstände zu vernachlässigen. Mit dieser Vereinfachung können folgende Gleichungssysteme für die anfallenden Sickerwassermengen aufgestellt werden:

Sickerwassermenge durch die Dichtwände (im Bereich sandiger Kies):

$$Q_1 = U \times (k/d) \times 0,5 \times (H^2 - h^2)$$

Qualmwassermenge aus dem tertiären Baugrund:

$$Q_2 = U \times k_t \times 0,5 \times (H - h) \times \sqrt[3]{T/t - 1}$$

Dabei bedeuten:

U Umfang der Deponieumschließung	3100 m
k/d Leitfähigkeitsbeiwert der Dichtwand	10^{-7} s^{-1}
H Grundwassermächtigkeit im sandigen Kies außerhalb der Umschließung	6,0 m (152,9—146,9)
h Grundwassermächtigkeit im sandigen Kies innerhalb der Umschließung	5,0 m (151,9—146,9)
k_t Durchlässigkeit des tertiären Untergrundes	$5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
T für die Berechnung maßgebende Tiefe des tertiären Untergrundes	

t Einbindetiefe der Dichtwände im tertiären Untergrund 8,4 m (146,9—138,5)

Für die Berechnung der bei Fehlstellen anfallenden Sickerwassermengen kann folgende Gleichung verwendet werden:

$$Q_f = 2 \times (H-h) \times k \times \sqrt{F/\pi}$$

Dabei bedeuten:

k . . . Durchlässigkeit des die Fehlstelle umgebenden Baugrundes 3×10^{-3} m/s

F . . . Flächenausmaß der Fehlstelle

In diesen Gleichungen ist eine der wesentlichen Größen die für die Berechnung maßgebende Tiefe des tertiären Untergrundes (T). Sie kann nur abgeschätzt werden. Analysiert man jedoch die für die Qualmwassermenge aus dem tertiären Untergrund maßgebende Gleichung, kann unschwer erkannt werden, daß ab $T = 3 \times t$ nur mehr eine geringe Zunahme der anfallenden Sickerwassermenge gegeben ist. Daher wird im gegenständlichen Fall mit $T = 28$ m gerechnet. Damit ist ein Bereich des Baugrundes in die Rechnung miteinbezogen, der bis 40 m unter Gelände reicht, eine Tiefe in der den Aufschlußbohrungen entsprechend vorwiegend Schluffe anstehen. Mit den bei der Deponie Rautenweg maßgebenden Kennwerten errechnen sich die zu erwartenden Sickerwassermengen mit:

$$Q_1 = 1,7 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = 10,3 \text{ l/s}$$

Die gesamte zu erwartende Sickerwassermenge beträgt daher nach einer vorläufigen Abschätzung

$$Q = 12,0 \text{ l/s}$$

Die Unterströmung der Umschließungsdichtwand bei Berücksichtigung eines in sehr große Tiefen reichenden schwach durchlässigen tertiären Untergrundes kann auch nach folgendem Gleichungssystem erfolgen:

$$Q_2 = \sum_{i=0}^{i=U} \Delta h_i \times k_i \times F_i$$

$$F_i = \frac{1}{\pi} \times \int_0^y \frac{dy}{\sqrt{t_i^2 + y^2}}$$

Dabei bedeuten:

F Formbeiwert der Unterströmung

y in Rechnung zu stellende Entfernung von der unterströmten Dichtwand

t_i Einbindetiefe der Dichtwand

Δh_i . . . wirksamer Druckunterschied an der betrachteten Stelle

k_i wirksame Durchlässigkeit des Tertiäres an der betrachteten Stelle

Bei dieser Berechnungsmethode ist die in Rechnung zu stellende Entfernung von der unterströmten Dichtwand so zu wählen, daß es zu keiner Überschneidung der Sickerlinien kommt. Ferner ist die örtlich tatsächlich vorhandene Druckdifferenz anzusetzen. Für verschiedene Dichtwandeinbindetiefen und zu berücksichtigende Entfernungen von der Dichtwand sind in Abb. 3 die Lösungen für F in Diagrammform angegeben.

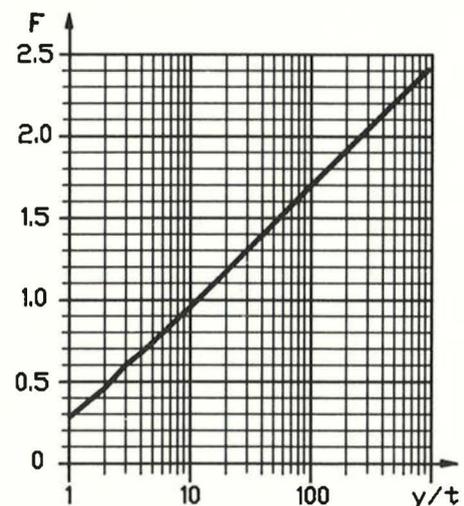
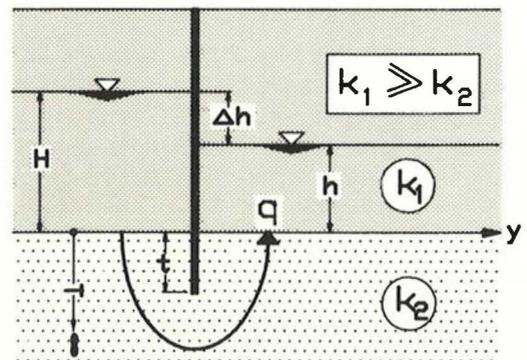
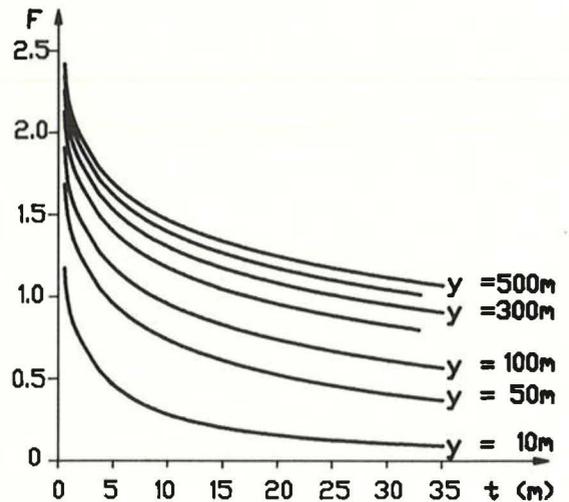


Abb. 3: Bemessungsdiagramm für die Sickerwassermengen unter einer Dichtwand bei Berücksichtigung sehr großer wirksamer Tiefen des tertiären Untergrundes

Fig. 3: Diagram for calculating the seepage under a cut-off wall if a permeable tertiary stratum reaches to a very great depth.

Die nach diesem Berechnungsmodell vorgenommene Berechnung für die Deponie Rautenweg ergab entsprechend der Geometrie der geplanten Umschließung und den erwarteten örtlichen Druckdifferenzen eine mögliche Gesamtsickerwassermenge aus dem tertiären Baugrund von $Q_2 = k \times 3,54 \times 10^{+3} \text{ (m}^3\text{/s)}$.

Selbst unter der eigentlich unrealistischen Annahme, daß die Durchlässigkeit des tertiären Baugrundes bis in sehr große Tiefen mit $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ anzusetzen wäre, errechnet sich eine Sickerwassermenge von nur 17,7 l/s. Damit läßt sich zeigen, daß die vorher beschriebene Näherungsmethode auch ohne den für ein genaueres Verfahren notwendigen umfangreichen Rechenaufwand ausreichend genaue Resultate liefert.

Der Anteil des durch eine einfache, dünne Schmalwand ($d = 5 \text{ cm}$) aus üblichem Material durchtretenden Sickerwassers beträgt nur 14,2%. Damit ist nachweisbar, daß eine Verbesserung der Dichtwand (z. B. Schlitzwand mit spezieller Dichtwandmasse, Schlitzwand mit Kunststoffolie) keine nennenswerte Verringerung der abzupumpenden Gesamtwassermenge mit sich brächte.

Da bei dem großen Umfang der auszuführenden Dichtwände erfahrungsgemäß mit der Möglichkeit von Fehlstellen zu rechnen ist, wurde deren Einfluß näher untersucht. Die Annahme, daß eine laufende, strenge Qualitätsüberwachung der verwendeten Materialien und der eigentlichen Dichtwandherstellung Fehlstellen ausschließt, erscheint in der Praxis kaum vertretbar. Annahmen über zu erwartende Fehlstellen sind naturgemäß problematisch, es wurde aber versucht, mit realistischen, plausiblen Annahmen ihren möglichen Einfluß abzuschätzen. Dabei ist davon auszugehen, daß eine maßgebende Wirkung nur im quartären Bereich auftreten kann. Die geplante Dichtwand im Grundwasser dieser Baugrundschiene hat eine Fläche von $3100 \times 6 = 18600 \text{ m}^2$. Nimmt man an, daß lediglich drei kleine Fehlstellen mit einem Flächenausmaß von in Summe nur 0,01% dieser betroffenen Fläche auftreten könnten, errechnet sich

$$Q_f = 7,8 \text{ l/s}$$

Diese Menge beträgt nahezu das Fünffache der bei einer fehlerfreien Dichtwand anfallenden Wassermenge. Daraus ist eindeutig ableitbar, daß vor allem einer absolut fehlerfreien Dichtwand wesentliche Bedeutung zukommt.

Ausschlaggebend für die Wahl der Deponieumschließung war auch die Notwendigkeit, die Fehlerfreiheit der Dichtwand in der Zukunft einfach und verläßlich nachweisen zu können. Dieser Nachweis soll auch möglichst rasch erfolgen können und unabhängig von der aus der Deponie abgepumpten Gesamtsickerwassermenge sein. Diese Menge ist den Gegebenheiten zufolge auch von den unvermeidlichen, versickernden Niederschlagsmengen abhängig.

Eine weitere Forderung war, den Dichtheitsnachweis möglichst noch während der eigentlichen Herstellungszeit der Deponieumschließung zu erbringen. Wird über die zur Konstanthaltung eines geforderten Absenckzieles notwendige Wassermenge auf die Fehlerfreiheit geschlossen, so ist dies erst lange Zeit später möglich. Sollte dann diese Wassermenge größer als die erwartete sein, sind einerseits vertragliche Schwierigkeiten unvermeidlich, und andererseits würde im Streitfalle vorerst der nicht absolut dichte tertiäre Baugrund als Ursache herangezogen. Vielfach unterbleibt die nachträgliche Suche nach vermuteten Fehlstellen, da diese sehr aufwendig und kostenintensiv ist. Bei großen Baugruben (Deponien vergleichbar) wird die vermehrte Wasserhaltung vielfach in Kauf genommen, da sie zeitlich begrenzt ist. Für eine mit einer Dichtwand umschlossene Deponie ist aber die Wasserhaltung auf Bestandsdauer notwendig.

Alle vorgenannten Überlegungen führen dazu, daß die Umschließung einer Deponie sowohl für den Betreiber als auch den Hersteller bisher ein großes Risiko darstellte, da noch keine praktisch erprobte Überprüfbarkeit auf Fehlerfreiheit vorlag. Um den notwendigen Forderungen gerecht werden zu können, ohne technologisches Neuland betreten zu müssen, entstand das Wiener Dichtwandkammersystem.

5. Das Wiener Dichtwandkammersystem

5.1 Beschreibung des Systems

Anstelle einer Dichtwand werden zwei zueinander parallele hergestellt. Diese reichen in die gleiche Tiefe wie eine einschalige Umschließung (Abb. 1, 4). Ihr gegenseitiger Abstand ist abhängig von den örtlichen Gegebenheiten und der Art der Dichtwand. Zweckmäßigerweise sollte er so gering wie möglich sein. Notwendig ist jedoch, daß der dazwischenliegende Streifen des Baugrundes in seiner natürlichen Durchlässigkeit weitestgehend erhalten bleibt. Den üblichen Dichtwandherstellungsmethoden entsprechend, ist ein Abstand von 4 m bis 8 m zu empfehlen. In an sich beliebigen Längsabständen werden diese beiden Dichtwände mit Hilfe von Querabschottungen in einzelne Kammern unterteilt. Sinnvoll ist es, diese Unterteilungen so vorzunehmen, daß eine einzelne Kammer in etwa einer Arbeitswoche hergestellt werden kann. In jeder dieser nahtlos aneinandergereihten Kammern ist ein Pegel angeordnet. Dieser sollte möglichst vor der Dichtwandherstellung errichtet werden, da dadurch wertvolle zusätzliche Erkenntnisse über den Baugrundaufbau gewonnen werden.

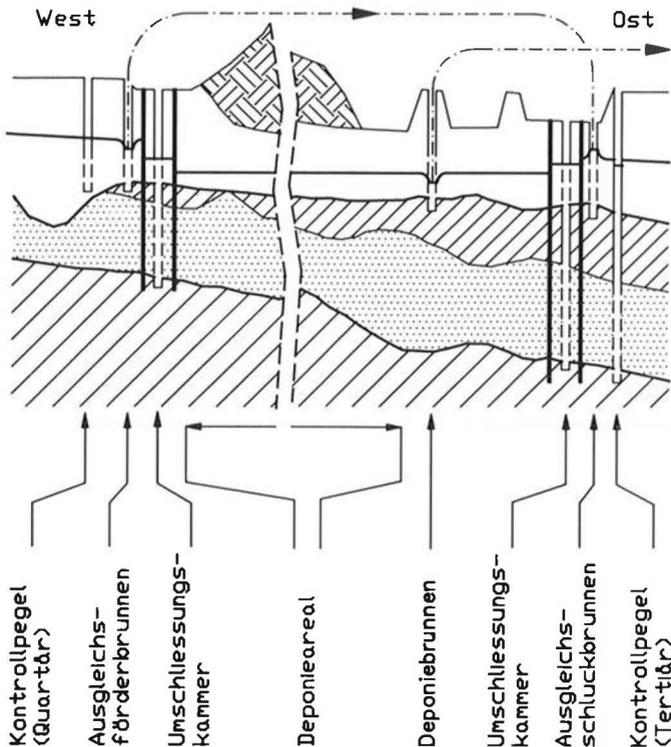


Abb. 4: Querschnitt des umschlossenen Areals mit Dichtwänden (schematisch); Betriebsschema der Wasserhaltungen.

Fig. 4: Cross section of the enclosed area and the cut-offs. Scheme of groundwater lowering and water utilization.

Mit der beschriebenen Bauweise wird unabhängig von den geologischen Gegebenheiten angepaßten Dichtwandherstellungsart die gesamte Deponie umschlossen.

5.2 Überprüfung auf Fehlerfreiheit

Nach ausreichender Erhärtung der in den Baugrund eingebrachten Dichtwandmassen wird die jeweils zu prüfende Kammer über den in ihr angeordneten Pegel mit Wasser aufgefüllt. Diese Auffüllung erfolgt auf eine Höhe, die zumindest über dem zu erwartenden höchsten Grundwasserstand liegt. Wegen der relativ kleinen Größe einer Kammer ist dafür eine geringe Wassermenge notwendig. Wird nach Auffüllung der zur Konstanzhaltung des Wasserpiegels benötigte Zufluß gemessen, ist eine eindeutige Aussage über das hydraulische Verhalten der Kammerwände möglich. Die anschließende Kammer wird mit dem aus der bereits auf Überdruck geprüften abzupumpenden Wasser gefüllt und der Meßvorgang wiederholt. Damit wird die jeweils erste Kammer auch auf Unterdruck geprüft. Dieser, der Umschließungsherstellung laufend folgende Kontrollvorgang erfolgt daher mit einem Druckunterschied, der wesentlich größer ist als der im zukünftigen Betrieb auftretende (vgl. Abb. 12). Er stellt

daher eine Art Probelastung dar, bei der sich sowohl eventuelle Fehlstellen als auch Schwächenzonen klar abzeichnen und auch eindeutig einem kurzen Abschnitt der gesamten Umschließungslänge zuordnen lassen. Diese Überprüfung ist zudem unabhängig vom nicht genau vorausberechenbaren Verhalten eines heterogenen Baugrundes unterhalb der gesamten Deponiefläche. Damit ist aber auch Vertragsklarheit darüber gegeben, ob eine den Erwartungen widersprechende Wasserhaltungsmenge beim späteren Betrieb der Deponie der Dichtwand oder dem Baugrund zuzuordnen ist. Eventuell festgestellte Fehlstellen in der Umschließung können noch während der Bauzeit erkannt werden. Ihre Behebung ist daher mit der vorhandenen Baustelleneinrichtung möglich.

5.3 Betriebsschema der Deponiewasserhaltung, Sicherheitsbetrachtung

Wird innerhalb der Deponie der Wasserspiegel niedriger als außen gehalten, kann kontaminiertes Grundwasser prinzipiell nicht austreten. Dazu ist nach Erreichung des Absenkezieles eine dauernde Wasserhaltung erforderlich. Die dabei anfallenden Mengen sind bei einer in Betrieb befindlichen Deponie stark von den versickernden Niederschlagsmengen abhängig. Daher kann aus der Wasserhaltung innerhalb der Deponie kein laufender Hinweis auf den einwandfreien Zustand der Umschließung gewonnen werden.

Beim Wiener Dichtwandkammersystem wird die für den einwandfreien, sicheren Deponiebetrieb erforderliche Druckdifferenz gestaffelt aufgeteilt (Abb. 4, 13). Innerhalb der Kammern ist der Grundwasserstand in einer mittleren Höhenlage zwischen außen und innen konstant zu halten. Je nachdem, ob die innere oder die äußere Wand dichter ist, bzw. abhängig von örtlichen Baugrundverhältnissen, ist die ständig gleichbleibende Entnahme oder Zufuhr einer an sich sehr geringen Wassermenge erforderlich. Dem geringen Inhalt einer Kammer entsprechend reagiert diese auf eventuelle Fehlstellen praktisch sofort mit einer deutlichen Änderung des Wasserstandes. Sinkt der Wasserstand, ist eine Fehlstelle an der der Deponie zugewandten Wand die Ursache, steigt er, beginnt die äußere Wand schadhaft zu werden. Damit ist aber die Möglichkeit gegeben, eventuell entstehende Fehlstellen sofort zu erkennen und auch in ihrer Lage ohne großen Untersuchungsaufwand zu bestimmen. *Im Gegensatz zu einer Basisabdichtung ist der Ort einer Fehlstelle bei einer Deponieumschließung jederzeit zugänglich.* Selbst bei einer eventuellen Fehlstelle in einer Dichtwand kann infolge der doppelten, abgeschotteten Umschließung kein kontaminiertes Wasser aus der Deponie an die Umgebung austreten. Sollte aufgrund von Kontrollen

eine Nachdichtung erforderlich werden, ist diese jederzeit zielgerichtet und einfach möglich. Um behindernde Strömungsvorgänge an der Schadstelle auszuschalten, wird auf Dauer der Reparaturzeit der Wasserstand der in Betracht kommenden Kammer mit geringem Aufwand im erforderlichen Ausmaß geändert und der der Kammerlänge entsprechende Umschließungsabschnitt nachgedichtet. Der notwendige Nachweis des Dichtungserfolges kann durch eine erneute Überprüfung einfach und einwandfrei geführt werden.

Grundsätzlich ist nur eine einzige Hypothese vorstellbar, die Probleme mit sich bringen könnte: dies wäre der unwahrscheinliche Fall, daß sowohl an einer inneren als auch an einer äußeren Wand einer Kammer gleichzeitig eine hydraulisch gleich wirksame Fehlstelle auftritt. Ein solcher Umstand ist bei dem Wiener Dichtwandkammersystem dadurch feststellbar, daß zur Wasserhaltung innerhalb der eigentlichen Deponie mit der Zeit größer werdende Wassermengen anfallen. Sollte dieser Verdacht bestehen, müßten alle Kammern einer neuerlichen Überprüfung unterzogen werden. Damit läßt sich aber die Stelle eines solchen unwahrscheinlichen Ereignisses einwandfrei lokalisieren, und die Schadstelle kann zielgerichtet nachgedichtet werden. Ein Austritt von kontaminierten Wässern ist auch bei diesem hypothetischen Grenzfall nicht möglich, weil infolge der Wasserspiegeldifferenz nur von außen Wasser zufließen können.

5.4 Kostenüberlegungen

Die zur Umschließung einer Deponie notwendigen Dichtwände können auf verschiedenste Art hergestellt werden. In vielen Fällen wäre an sich eine preiswert und rasch abzuteufende Schmalwand zielführend. Wegen des bisher kaum möglichen Nachweises auf Fehlerfreiheit wurde aber vielfach ein Weg beschritten, der zu immer kostenaufwendigeren Herstellungsverfahren führte. Auch die Sorge, daß Deponiewässer an der Umschließung Schadstellen verursachen könnten, deren Lage dann ebenfalls kaum festgestellt werden kann, trieb bisher die Entwicklung in die gleiche Richtung.

Wie in Kapitel 4.2.5 nachgewiesen, ist tatsächlich für den künftigen Betrieb der Wasserhaltung eine fehlerstellenfreie Dichtwand erforderlich. Das Wiener Dichtwandkammersystem zeigt nun die Möglichkeit auf, wie unabhängig von der Herstellung der Dichtwände eine einwandfreie Überprüfung jederzeit möglich ist. Auch eine einfache Reparaturmöglichkeit besteht hierbei. Es erschien daher berechtigt, diese Art einer Umschließung unter weitestgehender Verwendung des derzeit als kostengünstigsten bekannten Verfahrens (Schmalwand) auszuführen. Gegenüber einer einschaligen Umschließung

ist dabei die ca. 2,2-fache Dichtwandfläche herzustellen, und es sind die entsprechenden Dichtwandkammerpegel zu errichten. Bei vergleichbaren Kalkulationsgrundlagen sind Dichtungsschlitzwände aber drei- bis vierfach teurer.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, daß das neue Dichtungskonzept für Deponieumschließungen sowohl systembedingte als auch wirtschaftliche Vorteile bringt.

6. Bauausführung

6.1 Ausschreibung

Zur Sicherung der bestehenden und in Zukunft weiterhin zu betreibenden Mülldeponie Rautenweg wurde den theoretischen Grundlagen entsprechend auf Basis des Wiener Dichtwandkammersystems ein Projekt erstellt und öffentlich ausgeschrieben. Alle bei den Vorarbeiten über den Baugrund bekanntgewordenen Daten, die Berechnungsmodelle und Rechenergebnisse sowie die aus hydrogeologischen Gründen auszuführenden Mindesttiefen der Dichtwände wurden bekanntgegeben.

Zwingend vorgeschrieben war lediglich:

- *Herstellung einer Umschließung mit Dichtwänden* in dem durch die Aufschlußbohrungen und die bodenmechanischen Laboruntersuchungen beschriebenen Baugrund;
- *Die Leitfähigkeit der Dichtwände* mit k/d kleiner als 10^{-7} s^{-1} ;
- *Beständigkeit der Dichtwände* gegenüber einem Differenzwasserdruck von mehr als 4 Metern über zumindest 24 Stunden;
- *Verwendung von Calcium-Bentonit und Hochofenzement* bei Ausführung der Dichtwände aus mineralischen Dichtwandmassen;
- *Nachweis der Fehlerstellenfreiheit* während der eigentlichen Bauzeit und einwandfreie Kontrollmöglichkeit über die Dichtheit auch in Zukunft.

Varianten, die einen technisch gleichwertigen Endzustand mit einer dem Ausschreibungsprojekt zumindest gleichen Sicherheit nachweisen können, waren zugelassen.

Die zur Erlangung der wasserrechtlichen Genehmigung notwendige Einreichung bei den zuständigen Behörden wurde auf einen Zeitpunkt nach Prüfung der Angebote verschoben, um für Varianten nicht rechtliche Erschwernisse zu schaffen.

Die eingelangten Angebote und Varianten wurden kommissionell geprüft.

Das sowohl technisch als auch finanziell beste Angebot war jenes, welches die Verwirklichung des

Ausschreibungsprojektes mit Hilfe von Schmalwänden für Tiefen bis 25 m und Schlitzwänden für Tiefen bis 50 m vorsah. Varianten, die anstelle des Wiener Dichtwandkammersystems eine Umschließung mit einer einfachen Schlitzwand vorsahen, waren, unabhängig davon, daß sie keine Überprüfmöglichkeit auf Fehlerfreiheit nachweisen konnten, wesentlich teurer.

Die positive Beurteilung der Angebote mit bis zu 25 m tiefen Schmalwänden konnte unter anderem wegen der projektsgemäßen Überprüfbarkeit vorgenommen werden, die sowohl für die anbietenden Firmen das Herstellungsrisiko verantwortbar klein hielt als auch dem Deponiebetreiber eine notwendige Sicherheit gab. Das Ausschreibungsprojekt wurde daher bei der Wasserrechtsbehörde eingereicht, ohne Einwendungen genehmigt und zur Ausführung freigegeben.

Vorgesehen war, in einer Bauzeit von 28 Wochen folgende hauptsächlich Arbeiten auszuführen:

- Erdarbeiten: 125.000 m³
- Bohrungen für Brunnen und Pegel (Ø 900 mm): 2170 lfm
- Brunnenausbau (Nennweite 300 mm): 212 lfm
- Pegelausbau (Nennweite 150 mm): 1770 lfm
- Dichtwände 0—20 m Tiefe: 60.000 m²
- Dichtwände 0—25 m Tiefe: 65.000 m²
- Dichtwände 0—35 m Tiefe: 13.000 m²
- Dichtwände 0—50 m Tiefe: 1.000 m²

Abb. 5

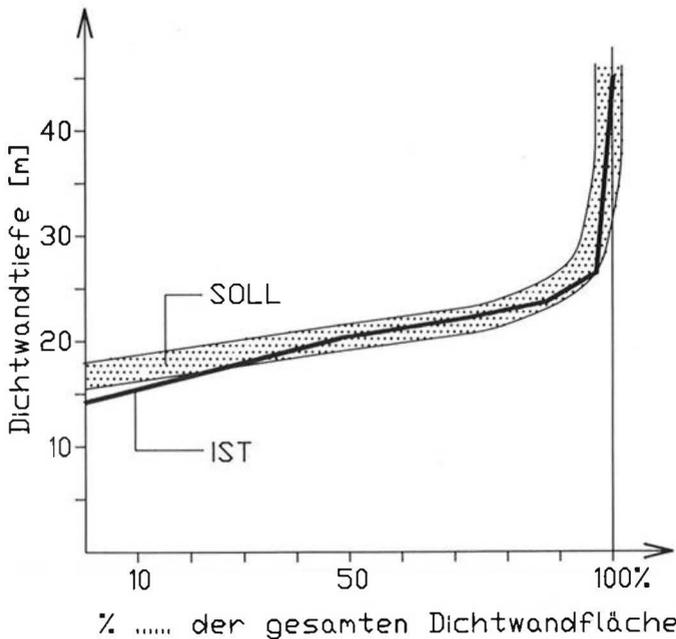


Abb. 5: Summenlinie der prozentuellen Verteilung der Tiefen der Dichtwände
 Soll: projektierte Dichtwände (100% = 139.000 m²)
 Ist: ausgeführte Dichtwände (100% = 129.800 m²)

Fig. 5: Mass diagram distribution (summation curve) of the percentual depth of the cut-off walls
 "Soll": calculated amount of cut-off walls (100% = 139,000 m²)
 "Ist": actually constructed amount of cut-off walls (100% = 129,800 m²)

6.2 Zeitlicher Ablauf der Bauarbeiten

Im Zeitraum vom 9. 6. 1986 bis zum 20. 12. 1986 waren die eigentlichen Arbeiten auszuführen. Eine Verlängerung der Bauzeit erschien nicht sinnvoll. Einerseits sollte die Umschließung zur Vermeidung jeglichen weiteren Risikos im gefährdeten Grundwasserbereich so rasch wie möglich fertiggestellt werden, andererseits ist unter den im Wiener Raum erfahrungsgemäß auftretenden Witterungsbedingungen eine Durchführung von Dichtwandarbeiten in den Monaten Jänner und Februar mit großen Behinderungen verbunden. Die in diesen Monaten des Jahres 1987 tatsächlich aufgetretenen extrem tiefen Temperaturen von bis zu minus 20°C und die ungewöhnlich heftigen Schneefälle bestätigten eindringend die Befürchtungen. Damit verbundene Stillstandskosten wären größer gewesen als die durch die Forcierung der Bauarbeiten verursachten Aufwendungen.

6.3 Schmalwandherstellung

Die Hauptmenge der Umschließungswände ist als Schmalwand ausgeführt worden (Abb. 6). Dabei wird eine Rüttelbohle, die aus einem stählernen Doppel-T-Träger besteht, mit einer an einem Mäkler geführten Vibrationsramme in den Boden einvibriert (Abb. 7). Während des Einrüttelns und des Ziehens der Bohle wird mit Hilfe einer an der Bohle befestigten Rohrleitung fortlaufend Dichtungsschlämme eingepumpt. Diese Dichtungsschlämme tritt am verbreiterten Fuß der Bohle unter Druck aus, verfüllt den beim Ziehen freiwerdenden Hohlraum und dringt je nach Durchlässigkeit des Baugrundes in diesen ein. Nach Ziehen der Bohle wird das Trägergerät umgesetzt und die Rüttelbohle neuerlich eingerammt. Da der Weg des Umsetzens kürzer ist als die Breite der Rüttelbohle, entsteht eine Überschneidung der schrittweise hergestellten Wandelemente und damit eine fugenlose Wand. Im gegenständlichen Fall einer Herstellung von sehr tiefen Schmalwänden waren zwei Parameter besonders wichtig: Die Führung der Bohle am Mäkler mußte ausreichend stabil sein, um ein Abweichen von der Lotrechten zu verhindern. Dazu ist nicht nur ein ausreichend steifer Mäkler erforderlich, sondern auch das Trägergerät (Bagger) muß entsprechend dimensioniert sein (Abb. 8). Weiters ist die Leistung und Frequenz der Vibrationsramme auf die Länge und Steifigkeit der Bohle abzustimmen, so daß keine seitlichen Flatterschwingungen auftreten. Eine sichere Führung der Bohle im Baugrund ist nur dann gegeben, wenn die Eindringgeschwindigkeit groß genug ist. Da die aufzubringende Rammenergie nicht beliebig steuerbar ist, kann nur durch die Wahl der richtigen Überschneidungslänge der einzelnen Wandelemente der

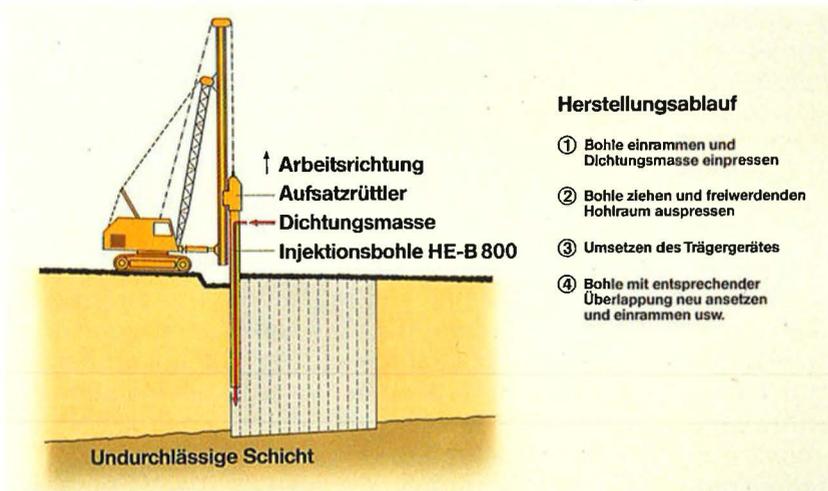


Abb. 6: Schmalwandherstellung, Prinzipskizze
 Fig. 6: Construction of thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls). Schematic sketch.

Rammwiderstand soweit beeinflusst werden, daß ein problemloses Eindringen der Bohle in den Baugrund gewährleistet ist. Bei den Arbeiten stellte sich eine Überschneidung von 50% der Bohlenbreite als optimal heraus (Abb. 9). Die größere Anzahl von herzustellenden einzelnen Wandelementen wurde durch den wesentlich gesteigerten Rammfortschritt bei weitem wettgemacht. Damit war auch eine wesentlich geringere Beanspruchung der

ganzen Rammeinheit gegeben. Nur bei den geringeren Rammtiefen konnte mit der üblichen Überschneidung von 10% das Auslangen gefunden werden. Durch ausreichend verstärkte Bohlen, sorgfältiges Abstimmen der Ramme auf deren Eigenschwingungsverhalten und Wahl der dem Baugrund und der Rammtiefe angepaßten Überschneidung war es möglich, in größerem Ausmaß auch Schmalwände mit einer Tiefe von 26,5 m völlig



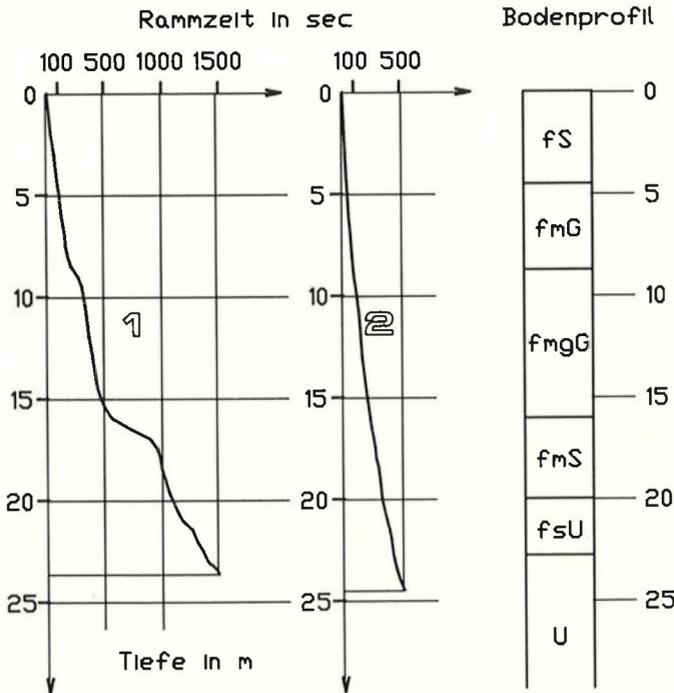
Abb. 7: Schmalwandherstellung
 Fig. 7: Thin diaphragm wall construction (vibrated beam slurry walls)



Abb. 8: Rammeinheit zur Herstellung von 25 m tiefen Schmalwänden
 Fig. 8: Driving unit for constructing thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls) of 25 m depth

Abb. 10: Mischanlage zur Herstellung der Dichtwandmassen

Fig. 10: Mixing plant for preparing cut-off wall mixture



RAMMEINHEIT

- Vibrationsbär : MÜLLER MS-100 H2
- Rüttelbohle : Doppel T-Träger HEB 800
- Trägergerät : Raupenbagger Menck 750

- ① Rammdiagramm bei 10% Überschneidung
- ② Rammdiagramm bei 50% Überschneidung

Abb. 9: Schmalwandherstellung, Rammdiagramme Darstellung der unterschiedlichen Rammzeiten bei verschiedenen Übergriffslängen der gerammten Bohlen

Fig. 9: Construction of thin diaphragm walls, driving time. The diagrams show the different driving times according to different overlapping of the vibratory beams. Curve 1 was measured for 10% overlapping, curve 2 at 50% of the length of one element. The soil layers are indicated on the right side (schematic).

einwandfrei herzustellen. Obwohl für Tiefen über 25 m seitens der bauausführenden Firma ursprünglich die Anwendung des Schlitzwandverfahrens vorgesehen war, wurden 12.000 m² Dichtwände mit Endtiefen zwischen 25 m und 26,5 m als Schmalwand ausgeführt. Durch eine Verdichtung des Abstandes der Aufschlußbohrungen auf einen Abstand von 10 m konnte im betroffenen Bereich die Oberkante des tertiären Untergrundes mit der erforderlichen Genauigkeit erkundet werden. Dies war notwendig, da die über dem Stauer liegenden, 2 m starken, konglomeratähnlich verhärteten sandigen Kiese eine Kontrolle der Einbindung aus dem Rammverhalten und dem Verpreßdruck der Dichtwandschlämme nicht mehr einwandfrei zuließen.



Abb. 11: Schmalwandherstellung im Ostteil der Umschließung
Fig. 11: Thin diaphragm wall construction in the eastern part of the enclosure

Insgesamt wurden 125.000 m² Schmalwand hergestellt. Davon befinden sich in den quartären sandigen Kiesen 80.000 m², und zwar mit Tiefen von minimal 10 m und maximal 25 m. In den tertiären Schichten wurden 45.000 m² mit Einbindetiefen von 1,5 m bis 16 m ausgeführt. Bei einer Gesamtmenge von 24.000 m³ Dichtungsschlämme betrug der mittlere Verbrauch in den sandigen Kiesen 0,22 m³ pro m² und in den tertiären Schichten 0,14 m³ pro m². Die Standardmischung für 1 m³ Dichtwandschlämme bestand aus

- 115 kg Calcium-Bentonit
- 138 kg Hochofenzement
- 576 kg Kalksteinmehl
- 645 kg Wasser.

Die zentrale Mischanlage ist in Abb. 10 dargestellt.

Es kamen zwei Rammeinheiten zum Einsatz, bestehend aus Raupenbaggern mit je ca. 70 t Dienstgewicht, 33 m hohen Mäklern, 16 t schweren, hydraulisch angetriebenen Vibrationsrüttelbären und bis 27 m langen Rüttelbohlen (Doppel-T-Träger 800 mm) — Abb. 11. Die Leistungen betragen im Mittel 2500 m² Dichtwand pro Gerät und Arbeitswoche. Als maximale Leistung konnten 100 m² pro Stunde und Gerät erzielt werden.

6.4 Schlitzwandherstellung

Im süd-westlichen Bereich der Deponie stehen ausreichend dichte Baugrundsichten erst in großen Tiefen an. Über eine Grundrißlänge von 56 m mußten Dichtungsschlitzwände ausgeführt werden. Ihre Herstellung erfolgte im Einphasen-Verfahren: Der die Schlitzstütze Bentonitsuspension ist Zement beigemischt. Durch den Arbeitsvorgang wird diese Dichtwandmasse mit den Feinteilen des Baugrundes angereichert.

Der Aushub des Bodens erfolgte bis zu einer Tiefe von 35 m mittels eines hydraulisch angetriebenen, an einer Kelly-Stange geführten Greifers. Die bis zu 45 m tiefen Wände wurden mit einem konventionellen Seilgreifer hergestellt. Der lichte Abstand der 0,6 m starken und 3,1 m langen einzelnen Schlitzwandelemente betrug 2,5 m. Nach Aushärten der darin befindlichen Dichtwandmasse wurden mit dem gleichen Greifer die dazwischenliegenden stegförmigen Bodenelemente ausgehoben, so daß ein mittlerer Übergriff der einzelnen Lamellen von 0,3 m sichergestellt war und eine geschlossene Dichtwandfläche erreicht wurde. Insgesamt sind nach diesem Verfahren 4800 m² ausgeführt worden. In einigen Fällen mußte, bedingt durch Geräteschäden, der Herstellungsvorgang abgebrochen werden. Es war dann notwendig, die im begonnenen Schlitzwandelement vorhandene Dichtwandmasse erhärten zu lassen und neuerlich auszuheben.

Insgesamt stellte sich die Herstellung der Schlitzwand als notwendig heraus, bereitete aber im Ein-

phasenverfahren teilweise erhebliche Schwierigkeiten. Insbesondere durch die mit der Tiefe zunehmende Anreicherung mit Feinteilen aus dem Baugrund wurde die im Schlitz befindliche Dichtwandmasse spezifisch so schwer, daß der Aushub bis zur Endtiefe nicht mehr vor Erstarrungsbeginn durchgeführt werden konnte. Es mußte dann ebenfalls die Herstellung unterbrochen und wie in den Fällen der Geräteschäden vorgegangen werden. Erst durch die Verwendung eines speziellen Zusatzmittels, das den Erstarrungsbeginn ausreichend verzögerte, war die Schlitzwand im Einphasenverfahren einwandfrei herstellbar. Die Mischung für 1 m³ Dichtwandmasse bestand aus folgenden Komponenten

- 165 kg Calcium-Bentonit
- 144 kg Hochofenzement
- 826 kg Wasser
- 3,8 kg Zusatzmittel (DynagROUT DWRC)

Insgesamt waren 5300 m³ Suspensionsmasse erforderlich.

6.5 Pegel- und Brunnenherstellung

Der Dichtwand vorlaufend wurden die in der Mitte der Kammern angeordneten Pegel hergestellt. Damit konnte der Baugrund mit der notwendigen Genauigkeit erkundet und die jeweils erforderliche Dichtwandunterkante festgelegt werden. Diese Vorgangsweise hat sich besonders wegen des starken Reliefs der Oberkante und des heterogenen Aufbaues des tertiären Untergrundes bewährt. In den dort eingelagerten Sanden wurden eigene Pegel errichtet und mit Hilfe von darin ausgeführten Pumpversuchen die Durchlässigkeit sowie der Zusammenhang dieser Schichten mit den quartären sandigen Kiesen ermittelt. Dadurch konnte nachgewiesen werden, daß im Norden der Deponie die unter den als praktisch dicht anzusprechenden Schluffen liegende Sandschicht mit einer mittleren Mächtigkeit von 7 Metern nicht mehr von den Dichtwänden durchtrennt werden mußte. Auf Grund der sorgfältig erkundeten Lage dieser Schicht war trotz einer mittleren Durchlässigkeit von 10⁻⁵ m/s nur mit einem Grundwasserzutritt zur Deponie von maximal 0,8 l/s zu rechnen. Die in den quartären Schichten ausgebauten Pegel erlaubten während der gesamten Bauführung einen lückenlosen Nachweis über die Veränderungen des Grundwasserspiegels während und nach der Herstellung der Dichtwände.

Alle Bohrungen wurden voll verrohrt im Greiferbetrieb hergestellt. Zum Einsatz kam eine hydraulische Verrohrungsmaschine, welche die Bohrrohre Ø 900 mm in den Boden eindrückte. Die zur künftigen Wasserhaltung in der Deponie vorgesehenen Brunnen wurden mit Rohrgarnituren Ø 300 mm aus Kunststoff ausgestattet. Die Pegel innerhalb der

Dichtwandkammern, die außerhalb der Umschließung angeordneten Kontrollpegel und Brunnen erhielten einen Ausbau mit Kunststoffrohren $\varnothing 150$ mm. In den sandigen Kiesen kamen Filterrohre mit einer Schlitzweite von 1 mm und ein Filterkies mit einer Körnung von 4—8 mm zur Anwendung. Die in den tertiären Sanden angeordneten Pegel haben eine Schlitzweite von 0,2 mm und einen Filtersand mit einer Körnung 0,2—0,4 mm. Insgesamt sind 9 Brunnen mit einem Ausbaudurchmesser 300 mm, 69 Pegel im Quartär und 22 Pegel im Tertiär mit einem Ausbaudurchmesser von 150 mm errichtet worden. Dazu waren 1900 lfm Bohrungen erforderlich.

In allen Brunnen und Pegeln wurden Pumpversuche durchgeführt. Für die sandigen Kiese konnte eine mittlere Durchlässigkeit von 4×10^{-3} m/s, für die tertiären Sande eine von 1×10^{-5} m/s ermittelt werden.

6.6 Sondermaßnahmen

An der Südseite der Deponie verläuft parallel zur äußeren Dichtwand im Abstand von ca. 2 m ein Transportstrang der städtischen Wasserversorgung. Er besteht aus einer Eternitrohrleitung $\varnothing 800$ mm. Diese Leitung mußte während der Arbeiten in Betrieb bleiben. Zu ihrer Sicherung wurde mit Hilfe eines kleinen Baggers ein 0,4 m breiter und 4 m tiefer Schlitz ausgehoben. Der Aushub erfolgte unter Stützung des Erdreiches mit einer der Dichtungsschlitzwand entsprechenden Suspension. Damit wurden nicht nur oberflächennahe Rammhindernisse entfernt, sondern auch der Baugrund im Bereich der ehemaligen Rohrkünette durch die eindringende Dichtwandmasse verfestigt. Das Rammen der Schmalwand konnte dann ohne Auftreten oberflächennaher Erschütterungen und damit verbundener Setzungen erfolgen. Mit Hilfe dieser Maßnahme wurde das Problem einwandfrei beherrscht und es traten keinerlei Schäden an der Rohrleitung auf.

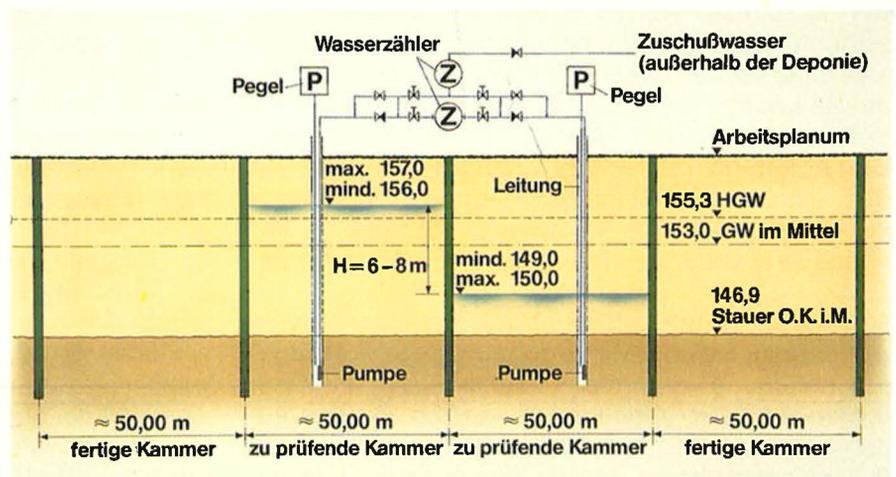
6.7 Dichtwandprüfung

Alle 49 hergestellten, nahtlos aneinandergereihten Dichtwandkammern wurden dem grundsätzlichen Konzept entsprechend überprüft (Abb. 12). Nach ausreichender Erhärtung der in den Baugrund eingebrachten Dichtwandmassen (28 Tage) wurde mit Hilfe einer Unterwasserpumpe in einer Kammer der Wasserspiegel abgesenkt und mit der dabei geförderten Menge die anschließende Nachbarkammer aufgefüllt. Die Absenkung erfolgte auf ein Maß von mindestens 3 m unter den äußeren Grundwasserstand, die Aufspiegelung auf eine um mindestens 0,5 m über dem zu erwartenden höchsten äußeren Grundwasserspiegel liegende Kote. Überschussmengen wurden in den Deponiebereich abgeleitet, erforderliche zusätzliche Mengen wurden aus einem außerhalb der Deponie liegenden Pegel entnommen. Der nach im Mittel 20 Stunden erreichte Sollwasserstand in den Kammern wurde dann über zumindest 24 Stunden konstant gehalten. Schwankungen durch einen intermittierenden Pumpenbetrieb hätten die Genauigkeit der Überprüfung empfindlich gestört. Die Regelung erfolgte daher mittels Druckaufnehmern, welche in den Dichtwandkammerpegeln angeordnet waren; die Wassermengen wurden durch automatisch arbeitende Regelventile stufenlos gesteuert. Durch geeignete Dämpfung der Regelung gelang es, den gewünschten Wasserstand auf ± 5 mm konstant zu halten. Alle wichtigen Daten, wie der zeitliche Verlauf der Wasserstände und der Wassermengen, wurden gemessen und über eine an die Meßwertaufnehmer angeschlossene Rechenanlage laufend registriert. Zur Kontrolle wurden in regelmäßigen Abständen alle außerhalb der zu prüfenden Kammern liegenden Grundwasserpegel gemessen.

Nach Beendigung eines Prüfungsvorganges erfolgte eine derartige Umstellung der Meßanlage, daß der Wasserspiegel der vorher aufgefüllten Kammer abgesenkt und die nächstfolgende Kammer aufgefüllt wurde.

Abb. 12: Versuchsanordnung zur Prüfung der Dichtwandkammern

Fig. 12: Test procedure for controlling the cut-off boxes (chambers of thin or conventional diaphragm walls)



Die am Ende jeder einzelnen Überprüfung zur Konstanzhaltung des eingestellten Wasserspiegels erforderlichen Wassermengen stellen ein verlässliches Maß zur Beurteilung der Fehlerfreiheit der Dichtwände dar. Schon kleinste Undichtheiten können erkannt werden. Trotz aller Bemühungen der bauausführenden Firma und einer sorgfältigen Bauüberwachung waren an zwei Dichtwandkammern Fehlstellen nachweisbar. Die nach Neuherstellung der betroffenen Dichtwandabschnitte neuerlich vorgenommene Überprüfung zeigte nicht nur, daß die Fehlstellen einwandfrei behoben worden waren, sondern bestätigte eindrucksvoll die theoretischen Grundlagen.

Die Berechnung der bei den Überprüfungen als zulässig anzusehenden Wassermengen erfolgte mit den im Kapitel 4.2.5 angeführten Gleichungssystemen. Diese erlauben eine Auswertung der Überprüfungsergebnisse unter Berücksichtigung auch verschiedener Durchlässigkeiten des tertiären Untergrundes. Wegen der geringen flächenhaften Ausdehnung einer einzelnen Dichtwandkammer kann der Einfluß der aus den tertiären Baugrundsichten infolge der im großflächigen Verhalten zu berücksichtigenden Klüfte vernachlässigt werden. Die bei den Überprüfungen gemessenen Sickerwassermengen waren selbst bei totaler Vernachlässigung der Durchlässigkeit der tertiären Schichten im Mittel dreimal geringer als zulässig. Dies zeigt, daß die hergestellten Dichtwände sogar eine geringere Leitfähigkeit als verlangt aufweisen. Bemerkenswert dabei ist, daß an den mit Hilfe des Schlitzwandverfahrens hergestellten Dichtwänden keinesfalls eine geringere Leitfähigkeit als an den im Schmalwandverfahren hergestellten Dichtwänden festzustellen war.

6.8 Grundwasserbeeinflussung

Um zur Absiedlung der im Westbereich liegenden Hofmannsiedlung ausreichend Zeit zu haben, wurde mit der Umschließung im Ostbereich begonnen. Der in seinem Abfluß behinderte Grundwasserstrom führte daher zu einem Aufstau innerhalb des eigentlichen Deponiebereiches. Zur Beseitigung mußten nach Fertigstellung der Umschließung zusätzlich 110.000 m³ Wasser abgepumpt werden. Die Ableitung der anfallenden Mengen erfolgte über eine provisorische Druckleitung in das städtische Kanalnetz. Die wichtigsten Ganglinien der Grundwasserstände sind in Abb. 13 zusammengefaßt.

Regelmäßig durchgeführte Wasserstandsmessungen zeigen, daß der vor Errichtung der Dichtwandumschließung vorhandene Spiegelunterschied von 0,45 m auf 1,0 m angestiegen ist (Abb. 2). Eine Absenkung von 0,2 m und eine Aufspiegelung von 0,35 m entsprechen den im Planungsstadium ge-

troffenen Überlegungen. Die Übereinstimmung zwischen seinerzeitiger Prognose und nunmehrigen Meßresultaten ist somit recht gut. Projektsgemäß errichtete Förder- und Schluckbrunnen sind derzeit noch nicht in Betrieb, daher ist eine Beurteilung der damit geplanten Grundwasserausgleichsanlage noch nicht möglich. In den im Westbereich angeordneten fünf Förderbrunnen (AFB 1—AFB 5) sollen in Zukunft insgesamt 7,5 l/s Grundwasser entnommen und über die im Ostbereich situierten 7 Schluckbrunnen (ASB 1—ASB 7) gleichmäßig dem Grundwasserstrom wieder zugeführt werden. Der Zweck dieser Maßnahme besteht nicht nur darin, die Spiegeländerungen auf ein Maß von unter 0,05 m zu bringen; vielmehr dient sie vor allem dazu, daß das außerhalb der Umschließung ursprünglich vorhanden gewesene Grundwasserströmungsfeld praktisch unbeeinflusst erhalten bleiben soll.

Durch das ständige Abpumpen von Grundwasser aus dem Deponiebereich seit Fertigstellung der Umschließung konnte der Wasserspiegel innerhalb stark abgesenkt werden. Die wöchentlichen Kontrollmessungen zeigen, daß mittlerweile in jedem Punkt der Deponie der Grundwasserstand tiefer liegt als außerhalb. Im angeströmten Westbereich beträgt der Unterschied derzeit (Anfang April 1987) 1,60 m, im stromab gelegenen Ostbereich im Minimum 0,70 m. Gegenüber dem in den entsprechenden Pegeln meßbaren Wasserstand der tertiären Sandschichten liegt der Wasserstand innerhalb der Deponie im ungünstigsten Fall um 0,3 m tiefer. Der größte innerhalb der Umschließung feststellbare Spiegelunterschied beträgt bei einer geförderten Wassermenge von 17,6 l/s nicht mehr als 0,1 m

6.9 Beurteilung des Gesamtverhaltens der Umschließung

Aus dem bisherigen Verhalten des Grundwasserspiegels innerhalb der Deponie kann ein ausreichendes Bild über die zusickernden Wassermengen getroffen werden. Die bei einer Fördermenge von 17,6 l/s feststellbare laufende Vergrößerung des Spiegelunterschiedes zwischen innerhalb und außerhalb der Umschließung zeigt, daß der tatsächliche Sickerwasserandrang in die Deponie deutlich kleiner ist als erwartet. Dies ist sowohl auf die nunmehr fehlerfreie Umschließung als auch auf eine gegenüber den Rechenannahmen geringere Durchlässigkeit des tertiären Baugrundes zurückzuführen. Anstelle der im Projekt vorgesehenen Wasserhaltungsmenge von 10 l/s werden zur Aufrechterhaltung des geforderten Mindestspiegelunterschiedes von 0,5 m ca. 2 l/s an zusickerndem Grundwasser abzupumpen sein. Rückgerechnet bedeutet dies, daß der aus den Laborproben errechnete mittlere Durchlässigkeitsbeiwert von $1,1 \times 10^{-6}$ m/s die tatsächlichen Verhältnisse exakt beschreibt.

Abb. 13: Ganglinien der Grundwasserstände
Veränderungen der Grundwasserstände infolge Her-
stellung der Umschließung und infolge des Betriebes
der Wasserhaltung innerhalb der Deponie

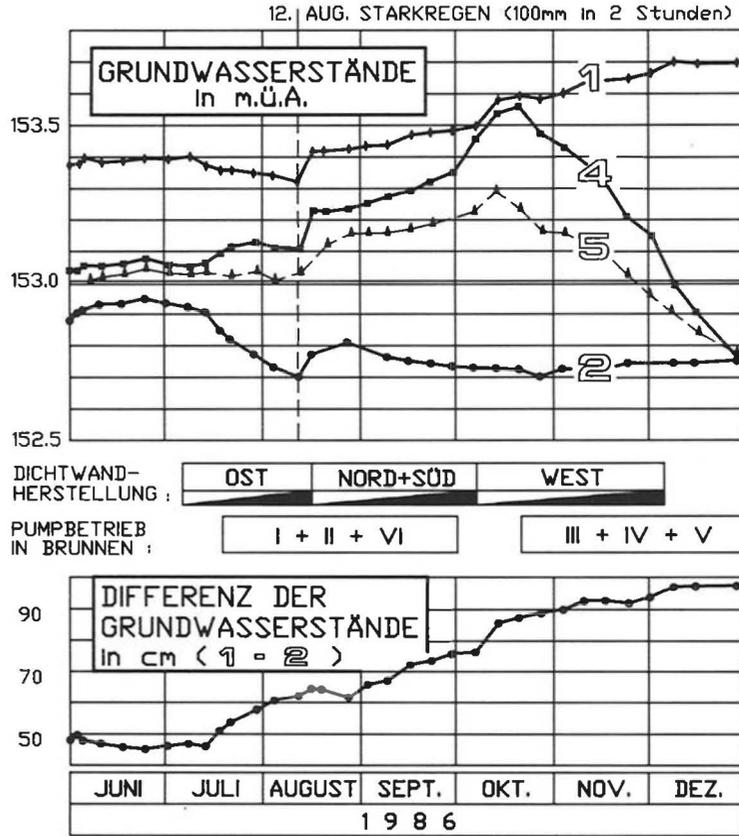


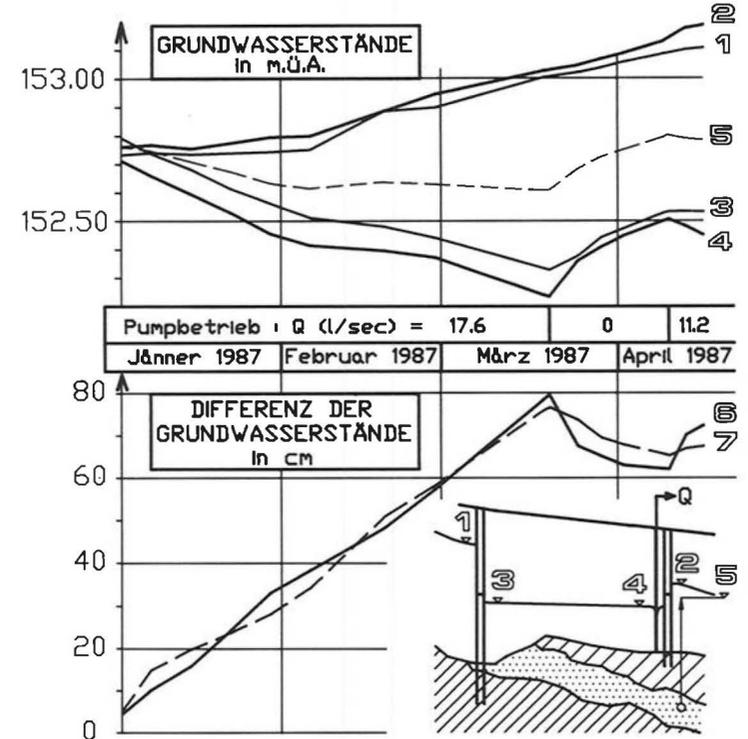
Fig. 13: Hydrograph of groundwater levels
Changes in groundwater levels during the construc-
tion of the cut-offs and due to the groundwater lower-
ing within the enclosure

Ausserhalb der Deponieumschließung :

- 1 Höchster GW-Stand im Quartär
- 2 Tiefster GW-Stand im Quartär
- 5 Tiefster GW-Stand im Tertiär

Innerhalb des Deponieareals :

- 4 Tiefster GW-Stand im Quartär



Ausserhalb der Deponieumschließung :

- 1 Höchster GW-Stand im Quartär,
um 1 m vermindert dargestellt
- 2 Tiefster GW-Stand im Quartär
- 5 Tiefster GW-Stand im Tertiär

Innerhalb des Deponieareals :

- 3 Höchster GW-Stand im Quartär
- 4 Tiefster GW-Stand im Quartär

Differenz der Grundwasserstände :

- 6 Kleinste (2 = 4)
- 7 Grösste (1 = 3 um 0.9 m vermindert)

7. Schlußfolgerungen und Ausblick

Zur Umschließung der Mülldeponie Rautenweg in Wien wurde ein auf der Basis herkömmlicher Techniken entwickeltes System ausgeführt. Die dabei einwandfrei mögliche Überprüfung der Dichtwände auf Fehlstellenfreiheit hat sich voll bewährt. Bei den Kontrollen zeigten sich an zwei Stellen Undichtigkeiten, die rasch und einwandfrei behoben werden konnten. Alle theoretischen Überlegungen erwiesen sich als zutreffend. Bereits vier Monate nach Abschluß der Dichtwandarbeiten ließ sich ein einwandfreies Gesamtverhalten nachweisen.

Die rechnerische Auswertung der Versuchsergebnisse vor Nachdichtung der Fehlstellen ergab, daß anstelle der nunmehr zu erwartenden Gesamtmenge an zusickerndem Grundwasser von 2 l/s unter gleichen Bedingungen eine von 11 l/s abzupumpen gewesen wäre. Diese Menge wäre geringfügig größer als die in der Projektierungsphase veranschlagte (10 l/s). Bei einer einfachen Umschließung hätte die Deponie in Zukunft mit dieser erhöhten Wasserhaltungsmenge betrieben werden müssen:

die Suche nach kleinen Fehl- bzw. Leckstellen ist nämlich bei einer einfachen Umschließung praktisch aussichtslos. Außerdem wäre in diesem Fall das günstigere Verhalten des tertiären Baugrundes nicht zu erkennen gewesen. Jährlich wären somit zusätzlich zu den notwendigen Mengen ca. 280.000 m³ Sickerwasser angefallen.

Wegen der zu erwartenden, aber in ihrer Größe nicht genau erfaßbaren Anteile der versickernden Niederschlagswässer wäre allein aus der Gesamtwassermenge (zur Aufrechterhaltung des Spiegelgefälles erforderlich) kein Hinweis auf eventuell im Laufe der Zeit entstehende Fehlstellen zu erwarten. Daher ist für den künftigen Betrieb derzeit vorgesehen, in Jahresabständen die einzelnen Kammern einer Überprüfung durch Auffüllversuche zu unterwerfen. Damit kann ständig die einwandfreie Dichtheit nachgewiesen werden.

An der nach dem Wiener Dichtwandkammersystem umschlossenen Deponie Rautenweg konnte gezeigt werden, daß hiermit ein praktisch ausführbares, kostengünstiges Verfahren zur Umschließung von Deponien vorliegt, das auch ein Maximum an Sicherheit bietet.