Hydrogeologische und geotechnische Verhältnisse

Autor(en): **Walter, Ernst**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 13

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74779

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Literaturverzeichnis

[1] *Gujer, W.:* «Verfahrenstechnische Grundlagen der Nitrifikation in Belebtschlammanlagen». Gas-Wasser-Abwasser, Seite 609, 1976

[2] *Gujer, W.:* «Design of Nitrifying Activated Sludge Process with the Aid of Dynamic Simulation». Prog. Wat. Tech., 9, 323, 1977

[3] EAWAG. Abwasserreinigungsversuche für den Ausbau der ARA Werdhölzli, Schlussbericht z. Hd. des Tiefbauamtes der Stadt Zürich

[4] *Boller, M., Kavanaugh, M.:* «Contact Filtration for Additional Phosphorus Removal». Prog. Wat. Techn., Vol. 8, No. 6, 203, 1977

[5] *Boller, M.:* «Flockungsfiltration zur Elimination von Phosphor aus kommunalem Abwasser». Gas-Wasser-Abwasser, Seite 615, 1976

[6] *Kavanaugh, M., Eugster, J., Weber, A., Boller, M.:* «Contact Filtration for Phosphorus Removal». Journal Water Pollution Control Federation, 49, 2157, 1977

[7] *Boller, M., Eugster, J., Weber, A.:* «Erfahrungen mit der ersten schweizerischen Flockungsfiltrationsanlage auf der Kläranlage Hochdorf». Gas-Wasser-Abwasser, Seite 349, 1981

stufe der Reinigung in der Kläranlage Werdhölzli geführt. Andererseits waren diese Versuche auch die Basis für weitere Versuche und die Auslegung der ersten grosstechnischen Flockungsfiltrationsanlage der Schweiz zur weitergehenden Phosphorelimination in Hochdorf [7].

Adresse der Verfasser: Dr. *W. Gujer* und Dr. *M. Boller*, Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG), 8600 Dübendorf.

Hydrogeologische und geotechnische Verhältnisse

Von Ernst Walter, Zürich

Einleitung

In den Jahren 1974–1977 wurden im Hinblick auf den Ausbau der Kläranlage Werdhölzli mit Kernbohrungen, Rammsondierungen und Klein- und Grosspumpversuchen aus Filterbrunnen die hydrogeologischen und geotechnischen Verhältnisse abgeklärt [1, 2]. Dabei standen vor allem die Fundationsprobleme der einzelnen Bauwerke, Probleme der Wasserhaltung in den Baugruben, Auftriebs- und Isolationsprobleme sowie Fragen des Gewässerschutzes im Vordergrund.

Kurz vor Beginn und zum Teil auch noch während der angelaufenen Bauarbeiten wurden bei einzelnen Bauwerken in den Jahren 1979/80 noch gezielte Ergänzungsuntersuchungen, wie z.B. Ramm- und Zugversuche von Spundwänden, Plattenbelastungsversuche usw. durchgeführt [3, 4].

Geologische Verhältnisse

Im gesamten Werdhölzli-Areal lässt sich der Baugrund von oben nach unten generell in die folgenden Schichtgruppen einteilen:

- Weiche, erdig-lehmige Oberflächenschichten
- Limmattalschotter, bestehend aus sandigem Kies
- Seeablagerungen aus Sand, Silt und Lehm

Kompakt gelagerte Moräne und die darunter folgende Felsunterlage aus Molasse wurde mit keiner der maximal 35 m tiefen Kernbohrungen angetroffen.

Weiche, erdig-lehmige Oberflächenschichten

Die über dem Limmattalschotter liegenden Oberflächenschichten erreichen Mächtigkeiten von 0,5–3,5 m. Sie bestehen aus Humus, erdigem Lehm, Lehm mit wechselndem Sandgehalt und vereinzelt auch aus lehmfreiem Feinsand.

Bei diesen vorwiegend lehmigen Schichten handelt es sich um *junge Überschwemmungsablagerungen.* Sie enthalten häufig auch noch organische Bestandteile. Eigentliche Torfschichten wurden jedoch nicht angetroffen. Mit grösserer Entfernung zur Limmat scheint ihre Mächtigkeit zuzunehmen. Diese Oberflächenschichten sind äusserst setzungsempfindlich, die Zusammendrückungsmoduli M_E liegen durchwegs unter 40 kg/cm². Sie eignen sich deshalb auch für sehr kleine Bauwerkslasten nicht als Fundationsunterlage.

Limmattalschotter

Unter den Oberflächenschichten folgt der in seiner Zusammensetzung und Mächtigkeit sehr variable, sandige Kies des Limmattalschotters. Dieser weist einen in horizontaler und vertikaler Richtung *heterogenen Aufbau* auf. Es tritt sowohl Feinkies, Mittelkies als auch Grobkies auf. Zudem sind Sand- und Siltzwischenschichten und auch vereinzelt Blöcke eingestreut. Je nach Grösse des Feinanteils ist der Kies mehr oder weniger durchlässig.

Die Untergrenze zu den darunterfolgenden Sanden ist meist unscharf, indem der Kiesanteil sukzessive abnimmt und der Sandgehalt grösser wird. Die Untergrenze der Kiesschichten verläuft zum Teil sehr unruhig in 6–24 m Tiefe, was Kiesmächtigkeiten von etwa 4–22 m bedeutet.

Die *Lagerungsdichte* dieses Kieskomplexes ist *sehr uneinheitlich,* was für eine Flussablagerung, die nie von einem Gletscher überlagert worden ist und deshalb nicht im eigentlichen Sinne vorbelastet ist, kennzeichnend ist. Auch ist keine gesetzmässige Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe zu erkennen. Die Zusammendrückungsmoduli M_E schwanken zwischen etwa 300 und 800 kg/cm².

Seeablagerungen

Die Kiesschichten gehen nach unten meist ohne deutliche Grenze in sandige Schichten über, die untergeordnet noch einzelne Kieskomponenten enthalten. Die Korngrösse des Sandes nimmt meistens von oben nach unten ab. In den obersten Schichten treten zum Teil noch kiesige Grobsande auf, während die tieferen Schichten eher Mittel- bis Feinsande aufweisen.

Unter den Sanden folgen eiszeitliche, feinkörnige Seebodenablagerungen. Es handelt sich dabei vorwiegend um feingeschichtete Silte und steife Lehme, in welche örtlich auch verschwemmtes, lehmiges Moränenmaterial eingeschaltet sein kann. In den Seebodenlehmen ist bei deren Belastung auf Grund der kleinen Durchlässigkeitskoeffizienten mit *langen Konsolidationszeiten* zu rechnen.

Die Sande und Silte sind mehrheitlich vollständig inkohärent und in hohem Masse auf *hydraulischen Grundbruch* gefährdet.

Grundwasserverhältnisse

Grundwasserleiter

Der nutzbare Grundwasserleiter besteht aus dem meist schlecht sortierten, sandigen Mittel- bis Grobkies von stark wechselnder Zusammensetzung, dem sogenannten *Limmattalschotter*. Die unter den Kiesen folgenden Sande wirken zwar noch als Grundwasserspeicher, wegen ihrer geringeren Durchlässigkeit aber nur noch sehr untergeordnet als eigentliche Grundwasserleiter. Über das gesamte Werdhölzli-Areal wechselt die Mächtigkeit des Grundwasserleiters örtlich sehr rasch. Der unruhige Verlauf einzelner Schotterrinnen konnte mit den grobmaschig angeordneten Bohrungen nur teilweise abgetastet werden. Relativ gut bekannt ist eine im nördlichen Bereich des Loses 6 beim Betriebsgebäude von Westen nach Osten durchziehende, sehr schmal ausgebildete, etwa 8 m tiefe Schotterrinne.

Durchlässigkeit

Aus den Grosspump-, Kleinpump- und Absenkversuchen sowie aus der Auswertung der Kornverteilungskurven konnte der Durchlässigkeitskoeffizient k des Limmattalschotters sowohl punktförmig als auch profil- und gebietsmässig ermittelt werden. Aus der Tabelle 1 sind die Grössenordnungen ersichtlich.

Grundwasserspiegellage, Grundwasserströmung

Mit Hilfe der Limmatabflussmengen und den langfristigen Grundwasserspiegelbeobachtungen der Wasserversorgung Zürich im Raume Hardhof-Werhölzli [5, 6, 7] wurden die *zu erwartenden Grundwasserstände* berechnet. Sie sind nach Baulosen getrennt in der Tabelle 2 zusammengestellt. Die ermittelte Zeitdauer für die jährlichen Nieder-, Mittel- und Hochwasserperioden entsprechen einem langjährigen Mittel über 38 Jahre (Messperiode 1938–1975 gemäss Angaben im hydrographischen Jahrbuch).

Bild 1 zeigt die Grundwasserverhältnisse vom 11. Februar 1977. Die Abflussmenge der Limmat betrug zu diesem Zeitpunkt 189 m³/s, was einem mittleren Hochwasser entspricht. Aus dem Verlauf der Isohypsen des Grundwasserspiegels und der senkrecht dazu verlaufenden Strömungsrichtung des Grundwassers kann folgendes herausgelesen werden: Das Grundwasser fliesst im Bereich Werdhölzli mit einem Gefälle von etwa 1,1–1,9‰ von der *infiltrierenden Limmat* nach Westen.

Bei einem mittleren Gefälle von 1,7‰ liegt die theoretische mittlere Strömungsgeschwindigkeit des Grundwassers bei etwa 3 m/Tag, und die Durchflussmenge dürfte im natürlichen Zustand, gerechnet auf die ganze Breite der Kläranlage, bei etwa 2000 bis 2500 l/min liegen.

Abhängigkeit der Grundwasserspiegellage von der Wasserführung in der Limmat

Die Ganglinien des Grundwasserspiegels verlaufen ausserordentlich parallel zu denjenigen des Limmatwasserstandes, zeigen also eine *direkte Abhängigkeit* von der Wasserführung der Limmat. Sehr schön kommt diese Abhängigkeit in Bild 2 zum Ausdruck, zeigt doch der etwa 130 m landeinwärts liegende Grundwasserpegel H 201 der Wasserversorgung Zürich mit einer Verzögerung von etwa 4 Stunden in gedämpfter Form das gleiche Bild wie der Limmat-Limnigraph Werdhölzli.

Empfehlungen betreffend den Grundwasserschutz

Wenn die erdigen und lehmigen Deckschichten im Zuge des Aushubes entfernt werden, ist der Limmattalschotter besonders anfällig auf von oben erfolgende Verunreinigungen wie z.B. Versickerung von Ölen aus Baumaschinen und Hydraulikanlagen. Dem *qualitativen* Schutz des Grundwassers ist somit im Zeitraum Aushub bis Erstellung der Bodenplatte besondere Beachtung zu schenken.

Im endgültigen Zustand werden an die *Dichtigkeit der Becken und Kanäle* hohe Anforderungen gestellt.

Im Hinblick auf den *quantitativen* Schutz des Grundwassers empfahlen wir, entsprechend der langjährigen Praxis des kantonalen Gewässerschutzamtes, die einzelnen Bauwerke wenn im-

Tabelle 1. Zusammenstellung der k-Werte

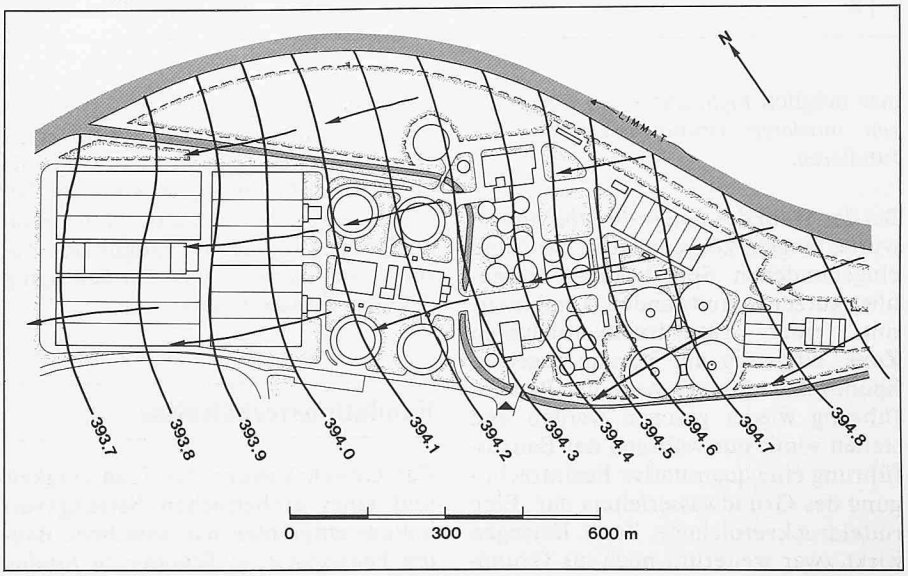
	k-Wert-Bereich [m/s]	*Mittelwert* [m/s]
Limmattalschotter		
– Kiese	$1–10 \cdot 10^{-3}$	$4–5 \cdot 10^{-3}$
– Sande	$10^{-5}–10^{-4}$	ca. $1 \cdot 10^{-4}$
Seeablagerungen		
– Silte	$10^{-6}–10^{-5}$	–
– Lehme	$10^{-9}–10^{-7}$	–

Tabelle 2. Grundwasserstände im Bereich der einzelnen Baulose

Wasserstand	*mittlere Abflussmenge pro Tag in der Limmat* [m³/s]	*Dauer pro Jahr, während Tagen* [d]	*Grundwasserspiegellage* [m ü. M.]			
			Los 1	Los 2	Lose 3 und 4	Lose 5 und 6
Niederwasser	26– 70	137	≦ 394,1	≦ 393,8	≦ 393,2	≦ 393,7
Mittelwasser	70–150	173	≦ 394,6	≦ 394,3	≦ 393,7	≦ 394,2
Hochwasser	150–230	46	≦ 395,0	≦ 394,7	≦ 394,1	≦ 394,6
Extremes Hochwasser	230–560*	9	≦ 396,1*	≦ 395,8*	≦ 395,2*	≦ 395,7*

* Diese Werte entsprechen dem Hochwasser im Jahre 1953

Bild 1. Isohypsen des Grundwasserspiegels am 11.2.77 (Q Limmat = 189 m³/s)



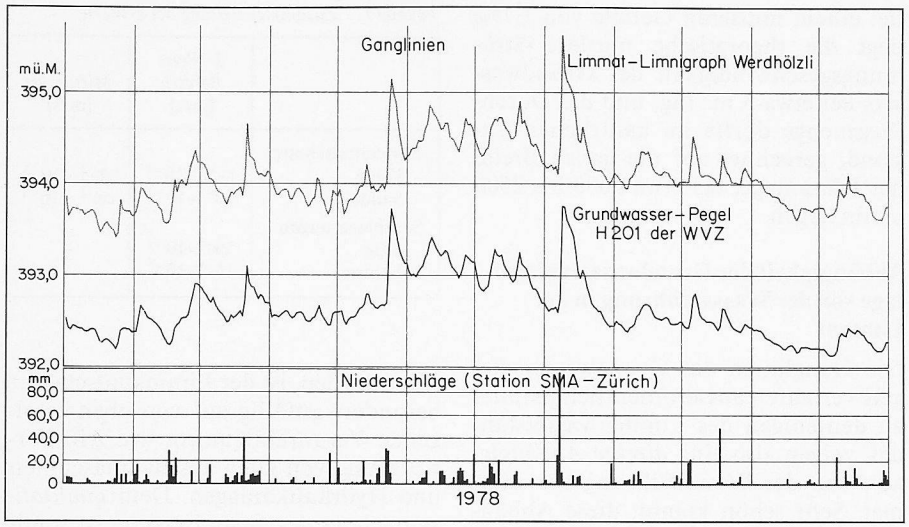
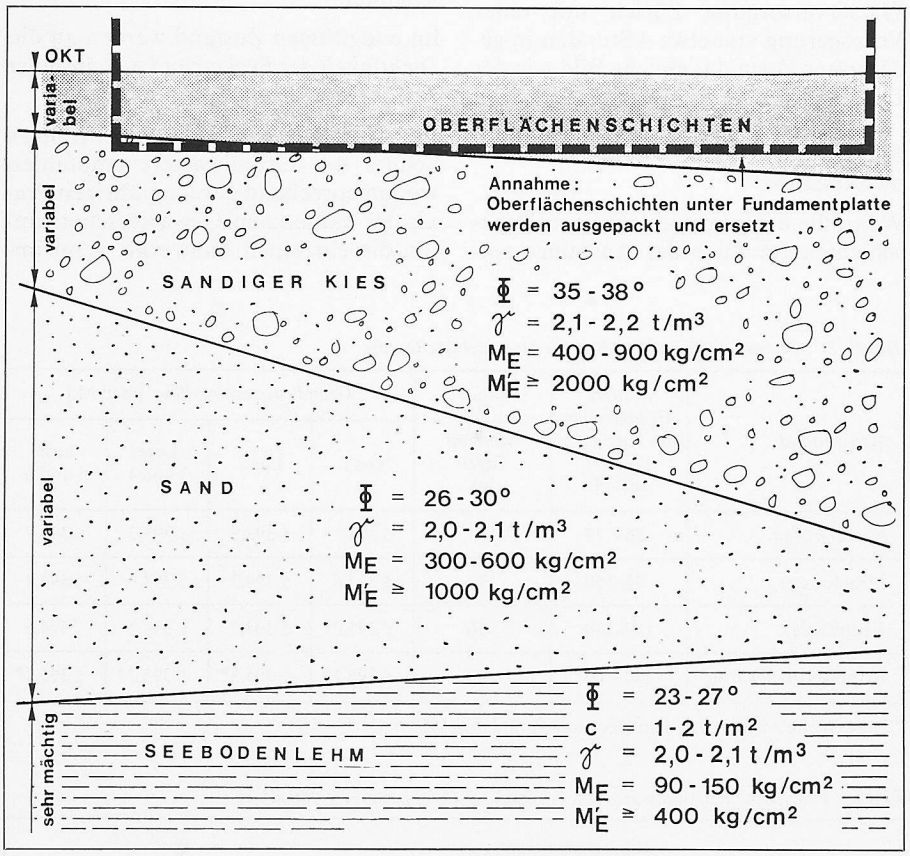


Bild 2. Abhängigkeit der Grundwasserspiegellage von der Wasserführung der Limmat

Bild 3. Baugrundmodell



mer möglich *nicht unter den langjährigen mittleren Grundwasserspiegel zu fundieren.*

Bei der Wahl des *Baugrubenabschlusses* wurde langen, konsequent in den Sand eingebundenen Spundwänden gegenüber kurzen Spundwänden, kombiniert mit einer rütteldruckverdichteten Zone, eindeutig der Vorzug gegeben. Spundwände können nach der Bauausführung wieder gezogen werden und stellen somit nur während der Bauausführung eine quantitative Beeinträchtigung des Grundwasserleiters dar. Eine rütteldruckverdichtete Zone hingegen wirkt zwar weiterhin noch als Grundwasserspeicher, wegen ihrer um ein bis zwei Zehnerpotenzen reduzierten Durchlässigkeit jedoch nicht mehr als eigentlicher Grundwasserleiter. Sie bedeutet somit sowohl während der Bauausführung als auch im endgültigen Zustand eine *qualitative* Beeinträchtigung des Grundwasserleiters.

Fundationsverhältnisse

Zur Gewährleistung der Tragfähigkeit und eines einheitlichen Setzungsverhaltens empfahlen wir, sämtliche Bauten *konsequent im Schotter zu fundieren.* Zur Übertragung der Bauwerkslasten auf den Schotter standen folgende Möglichkeiten im Vordergrund:

- Für *kleinere Übertragungstiefen:* Auspacken der setzungsempfindlichen Oberflächenschichten bis auf den Schotter hinunter und deren Ersatz durch einen verdichteten Kieskoffer.
- Für *grössere Übertragungstiefen:* Pfähle, insbesondere Bohrpfähle. Bei Rammpfählen, speziell bei Fertigbeton-Rammpfählen, wären vor allem im oberen, kompakt gelagerten Bereich des Schotters Rammschwierigkeiten zu erwarten gewesen.

Aushubverhältnisse

Im Hinblick auf den maschinellen Aushub der Baugrube waren, abgesehen von gewissen Befahrbarkeitsproblemen innerhalb der Deckschichten, keine nennenswerten Probleme vorauszusehen. Die beim Aushub angefallenen organisch durchsetzten Deckschichten konnten, auch bei deren Aufbereitung z.B. mittels einer Stabilisierung, als Koffermaterial nicht weiter verwendet werden. Das *kiesige Aushubmaterial* hingegen wurde überall dort *wieder eingebaut,* wo die weichen Deckschichten ausgepackt werden mussten.

Baugrubenabschluss und Wasserhaltung

Für *untiefe* Baugruben über dem Grundwasserspiegel stand eine *freie Abböschung* im Vordergrund. Bei *tiefen,* unter den Grundwasserspiegel reichenden Baugruben stand in diesen sehr gut wasserdurchlässigen Schottern zum vornherein ein dichter Baugrubenabschluss, also eine *Spundwand* im Vordergrund. Zur Erzielung einer möglichst grossen Reduktion des Wasseranfalles sollten die Spundwände konsequent in die den Schotter unterlagernden, bedeutend schlechter durchlässigen Sande eingebunden werden. Werden die Spundwände nicht oder nur teilweise in eine schlechter durchlässige Schicht eingebunden, so wird in diesen geschichteten Böden (mit $k_{horizontal} \gg k_{vertikal}$) der Wasseranfall gegenüber einer offenen Wasserhaltung nur unwesentlich reduziert. Für eine offene Wasserhaltung ohne abdichtenden Baugrubenabschluss wurden je nach Baulos Pumpwassermengen von 10–60 m³/min errechnet.

Wir waren der Meinung, dass es unzweckmässig wäre, die Wasserhaltung während der Bauphase auf ein *Höchst-*

hochwasser auszulegen. Vielmehr sollte die Möglichkeit eines *Flutens der Baugrube* in einem solchen Extremfall studiert werden; dies um so mehr, als solche Höchsthochwasser äusserst selten und nur sehr kurzfristig auftreten.

Zur Trockenhaltung der tiefen, umspundeten Baugruben wurden *Filterbrunnen* empfohlen. Die Wasserhaltung war einerseits auf die Sickerwassermengen, andererseits aber auch auf die, bei einer spannungsmässig nur schwach beanspruchten Spundwand, *nennenswerten Schlossverluste* zu dimensionieren.

Als Alternative zu tiefen, in den Sand eingebundenen Spundwänden standen auch *kurze Spundwände kombiniert mit einer rütteldruckverdichteten Sohle* zur Diskussion. Diese Lösung kam vor allem dort in Frage, wo die flächenmässige Ausdehnung des Bauwerkes *klein*, die Schottermächtigkeit aber gross ist und somit das Grundwasserdurchflussprofil nur unwesentlich beeinträchtigt wird. Als Erfahrungswerte standen für die Rütteldruckverdichtung folgende Erfahrungswerte zur Verfügung:

k-Wert-Reduktion: 1–2 Zehnerpotenzen
Zugabematerial pro m′ Rüttelstrecke: etwa 0,5–0,6 m³ sandiger Kies
Einflussfläche pro Rüttelpunkt: 3–4 m²

Setzungsprognose

Auf Grund der Sondierresultate wurde das in Bild 3 aufgezeichnete *Baugrundmodell* erarbeitet. Dieses Baugrundmodell bildete die Grundlage für Wasseranfall-, Tragfähigkeits-, Baugrubenabschluss- und Setzungsberechnungen. Nachfolgend soll kurz am *Beispiel der Lose 3 und 4* eine Setzungsprognose aufgezeigt werden.

Die Belastung der vollen Becken wurde mit 7 t/m² in Rechnung gesetzt.

Die einzelnen Schichtmächtigkeiten sind von Punkt zu Punkt verschieden und wurden im Modell als variabel angeschrieben, in den Setzungsberechnungen jedoch für die jeweiligen Punkte gemäss den Sondierresultaten berücksichtigt. Dort, wo die Mächtigkeit einzelner Schichten auf Grund der Bohraufschlüsse nicht bekannt war, wurden diese zwischen zwei benachbarten Bohrungen linear interpoliert.

Die maximalen Setzungen betragen gemäss Prognose etwa 8–10 cm, die maximalen Setzungsdifferenzen innerhalb eines Beckens etwa 3–4 cm. Die grossflächigen Lasten haben sehr tief reichende Spannungstrajektorien zur Folge. Der Hauptanteil der Setzungen, nämlich 60–80%, stammt denn auch aus den tiefen, sehr mächtigen Seebodenlehmen.

Literaturverzeichnis

[1] Geologische Untersuchungen für den Ausbau der Kläranlage Werdhölzli, Lose 2, 5 und 6 (Büro Dr. H. Jäckli, Zürich). 31.3.1977
[2] Geologische Untersuchungen für den Ausbau der Kläranlage Werdhölzli, Lose 3 und 4 (Büro Dr. H. Jäckli, Zürich). 31.3.1977
[3] Auswertung der Ramm- und Zugversuche mit Spundwänden (Büro Dr. H. Jäckli, Zürich). 1.9.1979
[4] Geologische Untersuchungen für den Ausbau der Kläranlage Werdhölzli, Los 6 (Büro Dr. H. Jäckli, Zürich). 23.9.1981
[5] Abklärung der Grundwasserverhältnisse im Gebiet Hardhof - Grünau - Werdhölzli, Zürich (Büro Dr. H. Jäckli, Zürich. Im Auftrag der Wasserversorgung Zürich). 1971
[6] Hydrogeologie des Grundwassergebietes Hardhof - Grünau - Werdhölzli, Zürich. Protokolle über sämtliche Sondierbohrungen 1932–1972. Interner Bericht der Wasserversorgung Zürich, 1972
[7] *Kempf, Th.*: «Langfristige Grundwasserschwankungen im Gebiet der Stadt Zürich». Gas-Wasser-Abwasser, Heft 5, Seite 250, 1979

Adresse des Verfassers: *E. Walter*, dipl. Bauing. ETH/SIA, Geologisches Büro Dr. Heinrich Jäckli AG, Limmattalstrasse 289, 8049 Zürich.

Das Projekt

Von Jürg Wiesmann und Hansjörg Kiefer, Zürich

Zeitlicher Ablauf

Der eigentliche Startschuss zum Ausbau der Kläranlage Werdhölzli erfolgte 1972. Damals – nur drei Jahre nach dem Abschluss der zweiten Erweiterung – waren für den erneuten Ausbau zuerst der Zu- bzw. Abfluss abzuschätzen und festzulegen. Ausgangspunkt für die Festsetzung der Einleitungsbedingungen war die zukünftig zu erreichende Wasserqualität der Limmat unterhalb der Kläranlage [1].

Tabelle 1. Bedingungen an den Anlageabfluss

Ungelöste Stoffe	SS	5 mg/l
Organische Substanz	DOC	10 mg/l
	BSB_5	10 mg/l
Stickstoff	NH_4-N	2 mg/l
Phosphor	P_{tot}	1 mg/l

Um die festgelegten Bedingungen an den Anlageabfluss zu erfüllen (Tab. 1), sind Verfahren der *weitergehenden Abwasserreinigung* nicht zu umgehen. Da Kenntnisse und Erfahrungen solcher Verfahrensschritte in der Schweiz nur spärlich vorhanden waren, entschloss man sich, einen internationalen Ideenwettbewerb auszuschreiben [2]. Der in den Jahren 1973/74 durchgeführte Wettbewerb, an dem sich sechs ausgewählte Ingenieurgemeinschaften beteiligten, brachte unter anderem die Erkenntnis, dass keine der erarbeiteten Verfahrenskombinationen sofort weiterbehandelt werden konnte, da zuerst folgende weitere Projektierungsgrundlagen bereitgestellt werden mussten:

- Genauere Bestimmung des für die Anlagedimensionierung massgebenden zukünftigen Zuflusses [3].
- Weitere Vorstudien und Varianten zur optimalen Ausnützung des Areals und Integrierung der bestehenden Anlage [4].
- Überprüfung der Verfahrensstufen Nitrifikation und Filtration in der Versuchsanlage Tüffenwies [5].

Die Verwirklichung des Projektes erfuhr aus diesen Gründen eine Verzögerung, die es notwendig machte, bis zur Inbetriebnahme der erweiterten Anlage *mit einer Vorfällung* die Limmat wenigstens teilweise von den massiven Schmutzstoffeinleitungen zu entlasten [6].

1976 waren die notwendigen weiteren Abklärungen so weit fortgeschritten, dass mit dem generellen Projekt begonnen werden konnte. Im Sommer 1977 genehmigte der Stadtrat das *allgemeine Bauprojekt* mit einem detaillierten Kostenvoranschlag [7, 8]. Die anschliessende parlamentarische Behandlung des Projektes wurde mit der Volksabstimmung vom 28. Mai 1978 abgeschlossen.

Bevor mit der eigentlichen *Detailprojektierung* im August 1979 angefangen