

Probleme mit Verdrängungspfählen in wassergesättigtem Seebodenlehm

Autor(en): **Gyger, Max / Kuhn, Bernhard / Werder, Fredy**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **114 (1996)**

Heft 8

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78918>

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.

Max Gyger, Bernhard Kuhn, Zürich, Fredy Werder, Bern

Probleme mit Verdrängungspfählen in wassergesättigtem Seebodenlehm

Durch Ramppfähle verursachte Bodenhebungen gaben den Anlass zur näheren Untersuchung der Wirkungsweise von Verdrängungspfählen in stark tonigem, wassergesättigtem Seebodenlehm. Bei der vertieften Analyse eines lehrreichen Schadenfalles wurden verschiedene Pfahltypen nebeneinander geprüft und hinsichtlich der Wechselwirkung Pfahl/Baugrund interessante Erkenntnisse gewonnen. Schwerpunkte der vorliegenden Berichterstattung sind das Ausmass der durch die Bodenverdrängung erzeugten Porenwasserspannungen und Hebungen sowie spezifische Ausführungsprobleme von Ort- und Fertigbetonpfählen.

Die 1985/86 erstellte Wohnüberbauung «Chimligasse» liegt in der Gemeinde Schwerzenbach am unteren Ende des Greifensees. Sie besteht aus 10 einfach unterkellerten, viergeschossigen Mehrfamilienhäusern und einer als Innenhofunterkellerung konzipierten Tiefgarage (1). Im ehemaligen Sumpfgebiet waren zur Tiefenfundation der Neubauten umfangreiche Pfählungsarbeiten erforderlich.

Geologie und Wasserverhältnisse

Die geologischen Verhältnisse im Raum Schwerzenbach/Volketswil sind von Ablagerungen der letzten Eiszeit und frühen Nacheiszeit geprägt. End- und Seitenmoränenwälle markieren mehrere Rückzugshalte des würmeiszeitlichen Rhein-Linth-Gletschers. Das Baugelände «Chimligasse» liegt im Bereich eines verlandeten, spät-eiszeitlichen Seebeckens. Die von glazial vorbelasteten, eiszeitlichen Seeablagerungen und Grundmoräne überdeckte Fels-oberfläche wird in etwa 50 m Tiefe vermutet. Beim Gletscherrückzug gelangte über der Grundmoräne zunächst eine dünne Schicht von grober Obermoräne zur Ablagerung, bevor das eisfrei gewordene Seebecken mit feinkörnigen Sedimenten aufgefüllt wurde (2). Die Wasserverhältnisse im ehemaligen Sumpfgebiet sind durch Staunässe geprägt. Während

Sandlagen innerhalb der wechselhaft durchlässigen Deckschicht aus Schwemm-Material noch eine träge, freie Wasserzirkulation ermöglichen, bildet der Seebodenlehm eine mehr oder weniger undurchlässige Stauschicht. Auch die Grundmoräne ist weitgehend wasserundurchlässig. Relativ gut durchlässig ist hingegen die Zwischenschicht aus grobkörniger Obermoräne, welche unter dem stauenden Seebodenlehm subartesisch gespanntes Grundwasser führt. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt etwa 1 m unter der Geländeoberfläche; der Baugrund ist, abgesehen von einer dünnen Deckschicht, vollständig wassergesättigt.

Fundationsprojekt

Das Ausschreibungsprojekt hatte zur Gründung der Wohnüberbauung «Chimligasse» vorfabrizierte, prismatische Betonpfähle mit quadratischem Querschnitt und Litzenkabelarmierung vorgesehen. Ausschlaggebend für die Wahl dieses Pfahlsystems waren gute Erfahrungen mit einem bei identischen Baugrundverhältnissen von der gleichen Bauherrschaft erstellten Nachbarobjekt. Für unterschiedliche Gebrauchslasten von 450 bis 1050 kN waren variable Pfahlquerschnitte von 24/24, 30/30 sowie 37/37 cm und eine mittlere Pfahllänge von 17 m vorgesehen. Für die stehende Gründung der Wohnbauten in der harten Grundmoräne wurden insgesamt 15 300 m Pfahllänge ausgeschrieben. Den Zuschlag als Ausführungsprojekt erhielt eine kosten- und termingünstigere Unternehmervariante mit Ortbetonrammpfählen, welche mit Durchmessern von 40, 50, 55 und 65 cm auf Gebrauchslasten von 700 bis 2100 kN ausgelegt wurden und mit 18 bis 21 m langen Einzelpfählen noch eine Gesamtlänge von 11 000 m erreichten. Der Ersatz zahlreicher Pfahlgruppen durch grosskalibrige Einzelpfähle ermöglichte den Verzicht auf Verteilkonstruktionen und versprach eine wesentliche Bauzeitverkürzung. Für die Bemessung dieser Pfähle erwies sich die Tragfähigkeit des Verbundsystems Pfahl/Boden - «äussere Pfahltragfähigkeit» - als massgebend. Deren Nachweis erfolgte nach gängiger Lehre mit einer getrennten

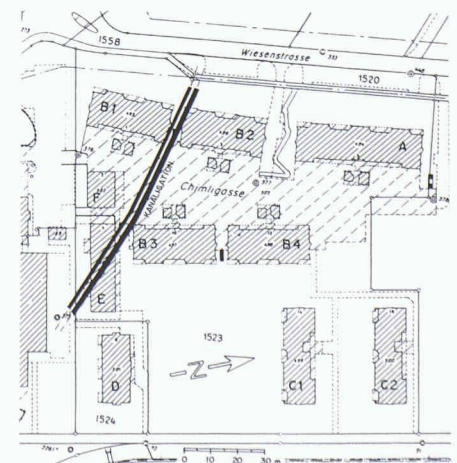
Abschätzung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Unter Vernachlässigung der Mantelreibung im weichen Seebodenlehm wurde eine Einbindetiefe von ca. 3 m in der Ober- und Grundmoräne als notwendig erachtet. Der bei der Pfahlbemessung berücksichtigte nominelle Pfahldurchmesser entsprach dem Durchmesser des 2 cm überstehenden Pfahlschuhs bzw. Fussdeckels des Rammrohrs.

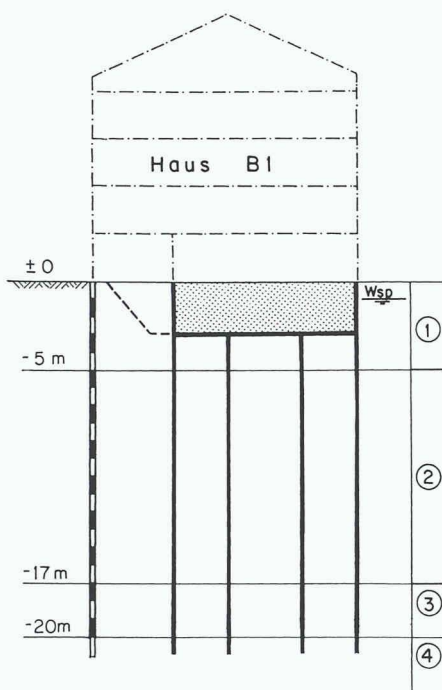
Zur Überprüfung der getroffenen Annahmen wurden durch den Unternehmer vorgeschlagene dynamische Integritäts- und Tragfähigkeitsprüfungen an Probe-pfählen von der Bauherrschaft zwingend verlangt. Nachdem die Prüfung von 6 Pfählen mit der Case-Methode (high strain) keine Anomalien und genügende Tragfähigkeitsreserven ergeben hatte, erfolgte die Freigabe der Unternehmervariante zur Ausführung.

Bodenhebungen

Von Haus B1 waren Bodenplatte und Kellerwände betoniert, als 4 m neben der bereits hinterfüllten Aussenwand hinter dem Kopf der ehemaligen Baugrubenböschung 6 Pfähle vom \varnothing 65 cm gerammt wurden (2). Die dadurch verursachte Bodenverdrängung hatte ungleichmässige Hebungen des Kellergeschosses von 0 bis 10 cm sowie Risschäden der Bodenplatte und der Kellerwände zur Folge. Die Entstehung der Hebungen wurde durch das gegenüber UK Bodenplatte um etwa 3 m höhere Niveau des Rammplanums begünstigt. Die Überlagerungsdruck-Differenz von ca. 45 kN/m² zwischen dem Rammplanum und dem Kellerboden - Aushubgewicht abzüglich Bauwerksgewicht - ermöglichte, dem Weg des geringsten Widerstandes folgend, bei der Rammung eine

1
Wohnüberbauung «Chimligasse»
in Schwerzenbach





Geotechnische Klassifikation der einzelnen Baugrundsichten

①	Schwemm-Material	siltige Feinsande und sandige Silte	SM-ML
②	Seebodenlehm	stark tonige Silte bis siltige Tone	CL
③	Obermoräne	steiniger Kies mit sandig-siltiger Füllmasse	GP-GM
④	Grundmoräne	tonig-sandiger Silt mit Kies, Steinen und Blöcken	GC-CL

Bodenmechanische Kennziffern der einzelnen Baugrundsichten

Bodenschicht			①	②	③	④
Raumgewicht	γ	[kN/m ³]	19+20	19+20	20+21	22+23
Reibungswinkel	ϕ'	[°]	30+32	(24+26)	33+35	30+33
Kohäsion	c'	[kN/m ²]	0	0	0	0+50
undrainierte Scherfestigkeit	S_U	[kN/m ²]	—	20+100	—	—
Zusammendrückungsmodul	M_E	[N/mm ²]	10+20	5+10	30+50	>100

2
Geologisches Profil mit Bauzustand von Haus B1 zum Zeitpunkt der durch seitliche Pfahlrammungen verursachten Hebungen des Kellergeschosses

einseitige Bodenverdrängung unter das entstehende Bauwerk. Von Haus B2 waren die Pfähle gerammt und die Armierung der Bodenplatte verlegt. Das Kontrollnivelement der Magerbetonsohle ergab hier Hebungen von bis zu 4 cm. Wie die weitere Schadeninspektion zeigte, hatten auch die zwischen den Häusern B1 und B2 vorhandenen Kanalisationsleitungen unter den Pfahlrammungen gelitten. Die im Längsprofil der beiden Meteorwasserkanäle $\varnothing 125$ und 150 cm registrierten maximalen Hebungen von 7 bzw. 9 cm mussten bereits früher aufgetreten sein, als für die Häuser B1 und B2 in minimalen Abständen von 40 bis 50 cm neben den Leitungen Pfähle gerammt worden waren.

Nach diesen Beobachtungen wurden die Hebungen im Umfeld von weiteren Pfahlrammungen überwacht. Bei der Rammung der Verrohrung für Ortbetonpfähle von 40 cm Durchmesser war eine

rotationssymmetrische Einflussfläche von ca. 2 bis 3 m Durchmesser zu beobachten, deren Hebungen im Abstand von 1 m neben der Pfahlachse 3,5 bis 4,5 cm erreichten. Die Hebungen stellten sich spontan während der Rammtiefe von 0 bis 5 m ein und erfuhren während der Rammung bis auf 20 m Tiefe keinen Zuwachs mehr. Auch beim Betonieren des Pfahls und Zurückvibrieren des Rammrohrs blieb das Hebungsmass erhalten. Die Beobachtung der Köpfe von ca. 3,5 m von der Rammung entfernten, bereits betonierten Nachbarpfählen ergab keine messbaren Hebungen.

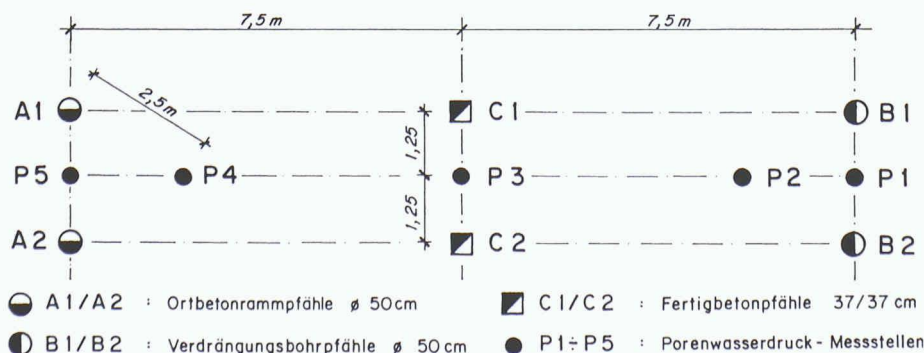
Pfahlprüfungen

Mangels durchgehender Schaftarmierung und deshalb ungenügender Zugfestigkeit musste die Integrität der von Bodenhebungen betroffenen Pfähle bezweifelt

werden. Bei zwei Zugversuchen konnte ein 20 m langer Pfahl von 50 cm Durchmesser mit einer Kraft von nur 60 kN gezogen werden. Die Bruchstelle des Pfahlschafts lag erwartungsgemäss in ca. 1,2 m Tiefe am Ende der Kopfarmierung.

Mit der Echo-Methode (low strain) durchgeführte dynamische Integritätsprüfungen ergaben laut Prüfbericht an 47 von 48 untersuchten Pfählen «keine ernsthafte Beeinträchtigung der Pfahltragkraft». Zwei statische Belastungsversuche lieferten hingegen unbefriedigende Ergebnisse. Während der eine Pfahl knapp die doppelte Nutzlast erreichte, bevor er sich plastisch zu verformen begann, brach der andere Pfahl bereits unter der eineinhalbfachen Nutzlast. Wie dessen Ausgrabung zeigte, lag die Bruchstelle wiederum in 1,2 m Tiefe im Bereich einer Schaft einschnürung. Der Umstand, dass die vorgängige dynamische Integritätsprüfung des gleichen Pfahls keine Hinweise auf Abweichungen vom Regelquerschnitt ergeben hatte, lässt im vorliegenden Fall Zweifel an der Brauchbarkeit dieser Methode aufkommen. Bei der Ausgrabung von Nachbarpfählen wurden in gleicher Tiefe weitere Schaft einschnürungen festgestellt. Auch abgesehen von diesen Schaftdurchmesser der ausgegrabenen Pfähle als ca. 10% kleiner als der für die Pfahlbemessung angenommene Durchmesser des überstehenden, verlorenen Fussdeckels des Rammrohrs. Bei einer folglich um mindestens 20% verminderten Querschnittsfläche waren die nach SIA Norm 192 im Pfahlschaft zulässigen Betonspannungen überschritten.

3
Versuchsfeld: Anordnung der Versuchspfähle und Porenwasserdruck-Messstellen



Aufgrund dieser Prüfungsergebnisse wurde den rund 100 ausgeführten Ort-betonrammpfählen die Gebrauchstauglichkeit abgesprochen, was zur Folge hatte, dass - zusätzlich zum durch Hebungen beschädigten - zwei weitere, bereits betonierte und intakte Kellergeschosse abgebrochen werden mussten. Weil zwischen den vorhandenen Pfählen keine weitere Bodenverdrängung mehr ratsam schien, wurden als Ersatz für die untauglichen Rammpfähle Bohrpfähle hergestellt. Für die restlichen Foundationen im noch unberührten Baugelände kamen schliesslich vorfabrizierte Rammpfähle aus Schleuderbeton zum Einsatz. Der durch den Ersatz von unbrauchbaren Pfählen, den Abbruch und Wiederaufbau von drei Kellergeschossen, die Erneuerung der beschädigten Kanalisationsleitungen sowie die Bauzeitverzögerung entstandene Sach- und Vermögensschaden belief sich auf ca. 4 Mio. Franken.

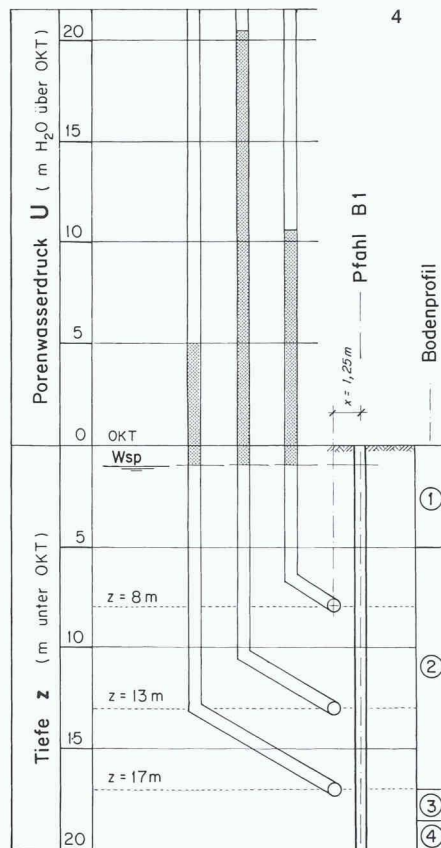
Porenwasserdruck

In wassergesättigten Böden von geringer Durchlässigkeit verursachen Verdrängungspfähle bekanntlich zunächst einen Anstieg des Porenwasserdrucks. Der vorstehend beschriebene Schadenfall gab deshalb Anlass zur näheren Untersuchung des von verschiedenen Verdrängungspfahltypen induzierten Porenwasserüberdrucks. Dabei wurden in einem Versuchsfeld (3) folgende Pfähle hergestellt:

- Ortbetonrammpfähle (Pfahltyp A): Rammrohr \varnothing 50 cm mit verloraener Fussplatte, Rohrrückzug beim Betonieren unter Vibration
- Verdrängungsbohrpfähle (Pfahltyp B): Bohrrrohr \varnothing 50 cm mit verloraener Bohrspitze, Rohrrückzug beim Betonieren unter Drehbewegungen
- Fertigbetonpfähle (Pfahltyp C): Spannbettpfähle mit Quadratquerschnitt 37/37 cm und Litzenkabelarmierung

Fünf Porenwasserdruck-Messstellen wurden mit je 3 über Plastikschläuche an Manometer angeschlossenen Quarzfilterspitzen ausgerüstet. Die beiden höheren Druckgeber (Tiefe $z = 8$ und 13 m) liegen im Seebodenlehm, der tiefere ($z = 17$ m) an dessen Grenze zur Obermoräne (4).

(5) veranschaulicht die Reaktion des Porenwasserdrucks U auf die Herstellung der Pfähle B1 und B2 im Abstand von $x = 1,25$ m (2,5facher Pfahldurchmesser) neben der Messstelle P1. Im Seebodenlehm erreicht der durch die Bodenverdrängung von Pfahl B1 erhöhte Porenwasserdruck 122% ($z = 8$ m) bzw. 135% ($z = 13$ m) des totalen Überlagerungs-



4 Die Porenwasserdruck-Messstellen wurden mit je 3 Quarzfilterspitzen in $z = 8, 13$ und 17 m Tiefe ausgerüstet. Im Abstand von $x = 1,25$ m neben Pfahl B1 steigt die Wassersäule des Druckgebers in 13 m Tiefe gut 20 m über die Geländeoberfläche.

5 Ganglinien des Porenwasserdrucks U in $z = 8, 13$ und 17 m Tiefe im Abstand $x = 1,25$ m neben den Pfählen B1/B2. In 13 m Tiefe erreicht der Porenwasserdruck 135% des totalen Überlagerungsdrucks σ_z

6 Porenwasserüberdruck ΔU in $z = 8, 13$ und 17 m Tiefe im Abstand $x = 1,25, 2,50$ und $7,50$ m von den Pfählen B1/B2 bezogen auf den effektiven Überlagerungsdruck σ_z' . Der Maximalwert von ΔU erreicht in 13 m Tiefe 170% von σ_z'

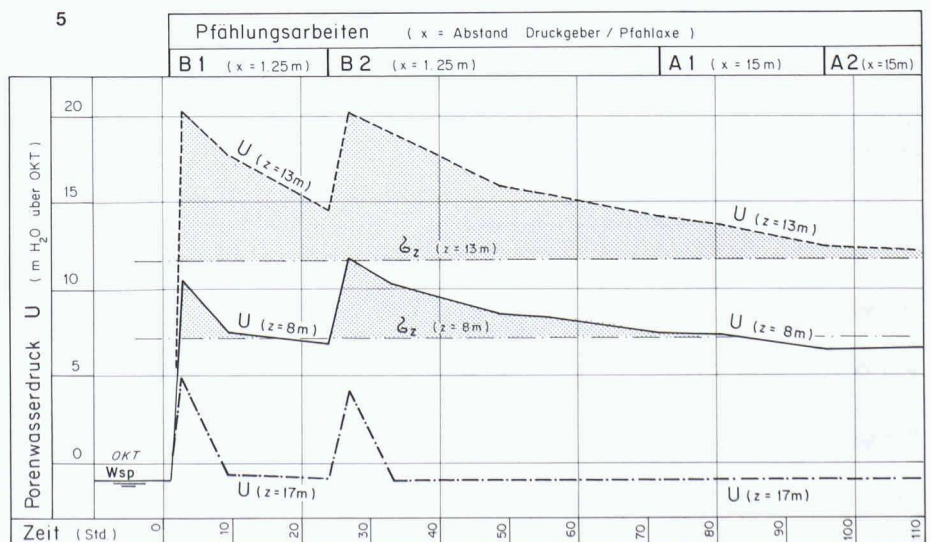
7 Horizontale Ausbreitung des Porenwasserüberdrucks ΔU in 13 m Tiefe bei der Herstellung von Pfahl B1. Die Reichweite von gut 5 m, innerhalb welcher der effektive Überlagerungsdruck überschritten wird ($\Delta U > \sigma_z'$), entspricht ungefähr dem 10fachen Pfahldurchmesser

drucks σ_z . Nach der Herstellung von B1 beginnt U unverzüglich abzuklingen, bis Pfahl B2 einen neuerlichen Anstieg des Porenwasserdrucks verursacht. Bei der Spannungsüberlagerung zwischen B1 und B2 erreicht der Druck U ($z = 13$ m) wiederum und U ($z = 8$ m) neuerdings 135% des totalen Überlagerungsdrucks. Der Maximalwert von $U = 1,35 \sigma_z$ kann folglich als Grenzwert interpretiert werden, bei welchem starke Gefügestörungen offenbar einen weiteren Druckanstieg verhindern.

Das anschliessende Absinken von U bis unter σ_z nimmt ca. 3 Tage, bis auf den hydrostatischen Druck ca. 1 Monat in An-

spruch. Der Umstand des in $z = 17$ m Tiefe vergleichsweise bescheidenen Druckanstiegs und spontanen Druckabfalls ist mit der im Unterschied zum Seebodenlehm gut wasserdurchlässigen Obermoräne zu erklären. Die Rammung der Pfähle A1 und A2 im Abstand $x = 15$ m Entfernung von Messstelle 1 macht sich in $z = 8$ und 13 m nur noch durch eine Verzögerung des Druckabbaus bemerkbar.

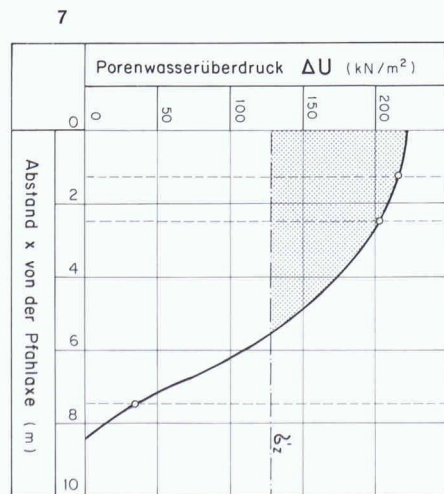
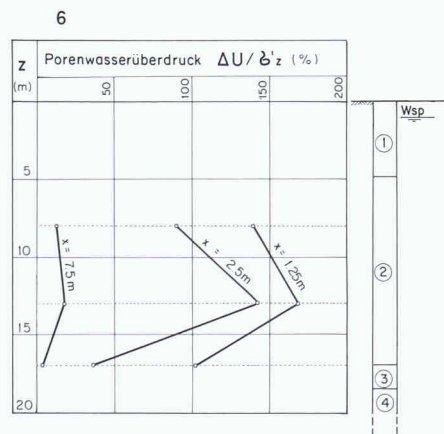
Mit bis zu 135% des totalen Überlagerungsdrucks ist das Ausmass des durch die Bodenverdrängung erzeugten Porenwasserdrucks - verglichen mit den den Autoren bekannten Vergleichswerten - überraschend gross. Nach Lang-Huder [1] kann



der Porenwasserdruck in sensitiven Böden in etwa 1 m Abstand neben dem Pfahl dem vollen totalen Überlagerungsdruck entsprechen. Gautschi [2] hat im Abstand von rund 2 m neben Holzpählen in tonigem Silt Porenwasserdrücke in der Grössenordnung von 90% des totalen Überlagerungsdrucks beobachtet.

Die Drainagewirkung der unter dem Seebodenlehm vorhandenen kiesigen Obermoräne kommt auch in (6) zum Ausdruck. Die hier dargestellten Isochronen des von Pfahl B1 erzeugten Porenwasserüberdrucks charakterisieren eine beidseitig offene, d. h. unten und oben drainierte Lehmschicht. Der in 13 m Tiefe im Abstand $x = 1,25$ m (2,5facher Pfahldurchmesser) von der Pfahlaxe gemessene Maximalwert von $\Delta U = 215 \text{ kN/m}^2$ (21,5 m Wassersäule) entspricht 170% des effektiven Überlagerungsdruckes σ'_z von 127 kN/m^2 . Auch im Abstand von $x = 2,5$ m (5facher Pfahldurchmesser) ist der Porenwasserüberdruck in 13 m Tiefe mit $\Delta U/\sigma'_z = 145\%$ noch immer erheblich grösser als der effektive Überlagerungsdruck.

Gemäss (7) beträgt die horizontale Reichweite des von Pfahl B1 in 13 m Tiefe erzeugten Porenwasserüberdrucks ΔU ca. 9 m. Im Umkreis von gut 5 m (10facher Pfahldurchmesser) ist ΔU grösser als der effektive Überlagerungsdruck σ'_z und folglich mit Gefügestörungen zu rechnen.



Die Pfahltypen A und B ($\varnothing 50 \text{ cm}$, Querschnitt $F = 0,196 \text{ m}^2$) haben trotz unterschiedlicher Herstellung (Rammung bzw. Verdrängungsbohrung) gleich grosse Porenwasserüberdrücke ΔU ($z = 13 \text{ m}$) $= 215 \text{ kN/m}^2$ verursacht. Bei Pfahltyp C ($37/37 \text{ cm}$, $F = 0,137 \text{ m}^2$) sind der kleineren Querschnittsfläche entsprechend kleinere Überdrücke von ΔU ($z = 13 \text{ m}$) $= 150 \text{ kN/m}^2$ aufgetreten. Aus diesen Ziffern kann ein für zwei verschiedene Pfahldurchmesser in der Tiefe $z = 13 \text{ m}$ konstantes Verhältnis zwischen maximalem Porenwasserüberdruck und Pfahlquerschnitt abgeleitet werden ($\Delta U/F = \text{const.}$). Ob diese lineare Beziehung zwischen Porenwasserüberdruck und Pfahlquerschnitt bzw. verdrängtem Bodenvolumen verallgemeinert werden darf, bleibt ohne weitere Versuche allerdings ungewiss.

Pfählungstechnik

Im Zusammenhang mit dem eingetretenen Schadenfall ist die Einsatzmöglichkeit folgender Pfahlarten geprüft worden: - Ort betonrammpfahl - Verdrängungsbohrpfahl - prismatischer Fertigbetonpfahl mit Litzenkabelarmierung - zylindrischer Fertigbetonpfahl mit schlaffer Armierung - konventioneller Bohrfpfahl mit Kernräumung.

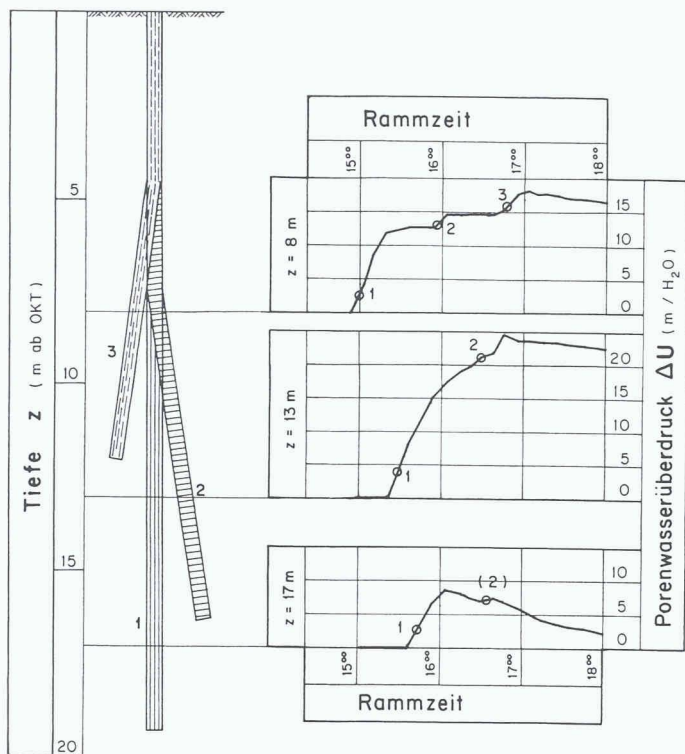
Die Problematik von Ort betonrammpfählen wurde in den vorstehenden Ausführungen bereits mehrfach angesprochen. Im wassergesättigten Lehm ist ihre Herstellung offensichtlich mit dem Risiko von Schafteinschnürungen sowie Unsicherheiten des erreichbaren Pfahldurchmessers behaftet. Die im vorliegenden Fall in nur 1,2 m Tiefe mehr oder weniger systematisch beobachteten Schafteinschnürungen sind allerdings keine Folge der erst in grösserer Tiefe induzierten, enormen Porenwasserspannungen, sondern verdanken ihre Entstehung einer technisch bedingten Pause beim Rückzug der mit Pfahlbeton gefüllten Verrohrung. Die Annahme, dass der effektive Pfahldurchmesser unabhängig von der Bodenbeschaffenheit den Durchmesser der überstehenden, verlorenen Fussplatte erreichen würde, ist unzutreffend. Voraussetzungen dafür, dass ein über den Rohrdurchmesser hinausgehender Pfahldurchmesser entstehen könnte, wären eine Rohrfussverbreiterung, welche beim Betonieren zurückgezogen wird, und kurzfristig standfester Boden. Der im vorliegenden Fall gemessene maximale Porenwasserdruck entspricht mit 135% des totalen Überlagerungsdrucks ungefähr dem Gewicht der Betonsäule in der bis OK Terrain gefüllten Verrohrung und vermag

folglich deren Ausbreitung zu behindern. In wassergesättigten, stark tonigen Böden kann wahrscheinlich nur ein dem Innendurchmesser der Verrohrung entsprechender Pfahldurchmesser garantiert werden.

Die vorstehenden Überlegungen gelten sinngemäss auch für Verdrängungsbohrpfähle, welche - wie bereits erwähnt - bei gleichem Durchmesser gleiche Porenwasserüberdrücke erzeugten wie Ort betonrammpfähle. Ihr Vorteil liegt somit vor allem in den geringeren Erschütterungs- und Lärmemissionen bei der Herstellung.

Fertigbetonpfähle mit vorgespannter Litzenkabelarmierung haben sich der dynamischen Wechselbeanspruchung bei der Rammarbeit im stark federnden, zähen Lehm als nicht ohne weiteres gewachsen erwiesen. Für ein 1980 erstelltes Nachbarobjekt konnten solche Pfähle mit - damals von der Lärmschutzverordnung noch zugelassenen - schweren Dieselbären vom Typ D22 und D30 im gleichen Baugrund problemlos gerammt werden. Die 1985 aus Lärmschutzgründen mit einem 5 t schweren, hydraulischen Freifallbär vom Typ Banut ausgeführten Rammversuche sind hingegen gescheitert. Der Umstand, dass mehrfache Pfahlbrüche eintraten, kam nicht nur im fehlenden Fusswiderstand und einer scheinbaren Pfahllänge von 36 m, sondern auch in den Porenwasserdruckmessungen deutlich zum Ausdruck (8). Nachdem sich der Durchgang von Pfahlabschnitt ① in 8, 13 und 17 m Tiefe ordnungsgemäss durch einen starken Anstieg des Porenwasserdrucks bemerkbar gemacht hatte, hätte der Pfahl eigentlich spätestens in 20 m Tiefe in der hart gelagerten Grundmoräne aufsetzen müssen. Erstaunlicherweise lief er aber mit mehr oder weniger konstanter Eindringung weiter. Die Erklärung dafür lieferte ein neuerlicher Anstieg des Porenwasserdrucks sämtlicher Messstellen: Der auf den Pfahlabschnitt ① aufgesetzte Pfahlabschnitt ② war offensichtlich nach erfolgtem Pfahlbruch als neuer, separater Pfahl an Abschnitt ① vorbei gerammt worden, was eine neuerliche Bodenverdrängung zur Folge hatte. Wie schliesslich ein dritter Anstieg des Porenwasserdrucks in 8 m Tiefe zeigte, erzielte nach einem weiteren Pfahlbruch auch den zweiten Pfahlaufsatz ③ dasselbe Schicksal. Der gleiche vorfabrizierte Betonpfahl mit Litzenkabel und schlaffer Zusatzarmierung konnte hingegen mit demselben Hydraulikbär schadlos ausgerammt werden.

Als rammtechnisch unproblematisch erwiesen sich vorfabrizierte, schlaff armierte Schleuderbetonpfähle, welche schliesslich im restlichen Teil der Überbauung, wo noch keine Ort betonrammpfähle



8
 Porenwasserüberdruck ΔU in der Tiefe $z = 8, 13$ und 17 m bei der Rammung des Fertigbetonpfahls CI und mutmassliches Bruchbild des Pfahls, welcher eine scheinbare Länge von 36 m erreicht hat. Ein wiederholter Porenwasserdruckanstieg zeigt, dass der Pfahl die Druckgeber der gleichen Tiefenstufe mehrfach passiert haben muss und die drei Abschnitte des 2fach gekuppelten Pfahls folglich nebeneinander liegen müssen.

vorhanden waren, erfolgreich zum Einsatz gelangten. Dabei wurde das Hebungsrisko durch Auflagen zur räumlichen und zeitlichen Reihenfolge der Pfahlrammungen vermindert und mit Kontrollmessungen überwacht. Zwischen gleichentags gerammten Pfählen wurde ein minimaler Abstand von 6 m vorgeschrieben. Entscheidend für die Wahl von Schleuderbetonpfählen war auch deren Hohlquerschnitt, welcher einfache Kontrollen der tatsächlichen Pfahllänge ermöglicht.

Die als Ersatz für unbrauchbare Ortbetonrammpfähle benötigten konventionellen Bohrpfähle mit Kernräumung liessen sich problemlos herstellen.

Je zwei an Schleuderbetonrammpfählen und konventionellen Bohrpfählen ausgeführte statische Belastungsversuche lieferten durchwegs günstige Ergebnisse.

Eine sehr aufschlussreiche Studie haben Weele und Schellingerhout [3] veröffentlicht. Weil das Überrammen eines Pfahls - «Schlagen eines schweren Stahlstückes auf einen Stahlbetonbauteil» - sich mit einer gewöhnlichen Abbruchmaschine vergleichen lässt, sind die Wahl des Bären und dessen Betriebsart von grosser Bedeutung. Die primäre Ursache von Pfahlschäden sind meistens Zugrisse, welche in der Anfangsphase der Rammung entstehen, wenn der Pfahl zum grössten Teil noch freisteht und die im Pfahl reflektierte Zugwelle ihr Höchstmass erreicht. Wenn der Pfahl anschliessend in eine harte Tragschicht eingebunden werden soll, beginnt der Beton beidseits der Zugrisse abzubrockeln, bis der Pfahlschaft infolge ungenügender Schubfestigkeit versagt und

sich der obere Pfahlteil am unteren vorbeischiebt. Ein entscheidender Vorteil des Dieselbärs gegenüber dem Freifallbär ist seine automatische Anpassung der Schlaggeschwindigkeit - d. h. des Energieeintrags in den Pfahl - an den Baugrundwiderstand. Um ihren diesbezüglichen Nachteil wettzumachen, sollten Freifallbäre in der kritischen Anfangsphase der Rammung zunächst mit reduzierter Fallhöhe arbeiten. Zur Verminderung des Risikos von Pfahlschäden müsste eine Pfahlgründung unter Berücksichtigung der bei der Ausführung verfügbaren Rammausrüstung entworfen und vergeben werden. Mit baustellengängiger Messtechnik und Datenverwaltung, welche es dem Rammeister ermöglichen, die Pfahlbeanspruchung während der Rammung zu überwachen, können Rammschäden praktisch ausgeschlossen werden.

Zusammenfassung

In stark tonigem, wassergesättigtem Lehm kann die Herstellung von Verdrängungspfählen beträchtliche Bodenhebungen verursachen. Der Beurteilung, Verminderung und Kontrolle des objektspezifischen Schadenpotentials kommt entsprechend grosse Bedeutung zu. Die räumliche und zeitliche Reihenfolge der Pfählungsarbeiten muss dem vorhandenen Risiko schädlicher Beeinflussung benachbarter Pfähle und weiterer Bauteile angepasst werden. Wo die Gefahr der Beschädigung bestehender Bauten nicht mit entsprechenden Sicherheitsabständen abgedeckt werden

kann, kommen Entspannungsbohrungen oder die Verwendung von Bohrpfählen mit Kernräumung in Betracht.

In tieferen Lehmschichten mit durch den grösseren Überlagerungsdruck behinderter Möglichkeit der Hebung und Seitendehnung verursacht die Bodenverdrängung einen enormen Porenwasserüberdruck, welcher die effektive vertikale Druckspannung im Boden vollständig eliminieren und dadurch die vorhandene Bodenstruktur zerstören kann. Beim späteren Abbau des Porenwasserüberdrucks rekonsolidiert der Boden, begleitet von Setzungen, welche den Pfahlschaft mit negativer Mantelreibung belasten, was vor allem für «schwimmende Gründungen» mit reinen Reibungspfählen tragische Folgen haben kann. Die Herstellung von Verdrängungspfählen aus Ortbeton in wassergesättigtem Lehm ist eine heikle Angelegenheit. Das vorstehend analysierte Beispiel hat nebst der Unsicherheit des effektiv erreichbaren Pfahldurchmessers auch das Risiko von Schafteschnürungen aufgezeigt.

Vorfabrizierte Betonpfähle sind der Reaktion des vorliegenden Baugrundes auf die Rammung besser gewachsen. Bei auf innere Tragfähigkeit bemessenen Pfählen genügen zudem - dank im Vergleich zu Ortbetonpfählen grösserer zulässiger Betonspannung - kleinere Pfahlquerschnitte, welche das Ausmass der Bodenverdrängung und deren Folgen reduzieren. Damit bei der Rammung von Fertigbetonpfählen in stark federndem Lehm keine Pfahlbrüche auftreten, ist die Abstimmung von Rammgut und Rammgerät von entscheidender Bedeutung.

Dynamische Integritätsprüfungen an Ortbetonrammpfählen haben sich im vorliegenden Fall als unzuverlässig erwiesen. Ohne statische Belastungsversuche wären gravierende Pfahlschäden übersehen worden.

Adressen der Verfasser:

Max Gyger, dipl. Ing. ETH, Dr. von Moos AG, Geotechnisches Büro, Bachofnerstrasse 5, 8037 Zürich, Bernhard Kuhn, dipl. Ing. ETH, Tiefbauamt Kt. Zürich, Geotechnik, Walcheter, 8090 Zürich, Fredy Werder, dipl. Ing. ETH, Marti Holding AG, Freiburgstrasse 133, 3000 Bern 5

Literatur

- [1] Lang, H.-J., Huder, J.: Bodenmechanik und Grundbau, 4. Auflage, Rammpfähle in sensitiven Böden, Springer, Berlin, 1990
- [2] Gautschi, M.A.: Einfluss von Porenwasserüberdruck auf die Stabilität einer Baugrube, Schweiz. Bauzeitung, Heft 26, 1975
- [3] Van Weele, A.F., Schellingerhout A.J.G.: Effiziente Rammung von Fertigbetonpfählen, Geotechnik, Heft 17, 1994