Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 114 (1996)
Heft: 19

Artikel: Tiefe Baugrube in Deckelbauweise
Autor: Bär, Hans / Bernardi, Walter
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-78966

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Hans Bär, Walter Bernardi, Zürich

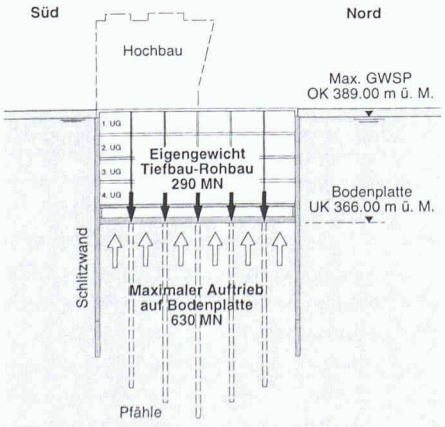
Tiefe Baugrube in Deckelbauweise

Das Bauwerk liegt in der Agglomeration der Stadt Zürich am Ufer der Limmat. Aufgabenstellung und Randbedingungen führten zu grossen, nicht alltäglichen Dimensionen. Dank einer instrumentierten Überwachung während dem Bau und Jahre danach sind Aussagen über Baugrund- und Tragwerksverhalten für die Ausführung von ähnlichen Bauvorhaben in vergleichbaren Untergrundverhältnissen möglich.

Der Standort wurde unter Berücksichtigung der gesetzlichen Auflagen, des raumplanerischen Nutzungskonzeptes und der hydrogeologischen Bedingungen festgelegt. Die für den Tiefbau amtlich bewilligte Grundrissfläche von 3300 m² war mit einer erprobten Baumethode und ohne Verwendung von Ankern kostenmässig und technisch optimal auszunutzen.

Mit einer Endaushubtiefe von 24 m ragt der Tiefbau max. 23 m ins Grundwasser. Unterhalb der vier Untergeschosse mit Raumhöhen von 4,4 m bis 5,4 m folgt ein begehbares, sogenanntes Sickergeschoss mit einer Raumhöhe von 1,9 m. Der Baukörper durchdringt den kiesigen Grundwasserträger in seiner totalen Mächtigkeit, so dass die Bodenplatte im feinkörnigen Untergrund liegt. Der relativ kleine Hochbau weist vier Geschosse auf, ist exzentrisch auf den Tiefbau aufgesetzt, hat eine Grundrissfläche von rund 500 m², sowie eine Höhe von etwa 20 m.

1
Schnitt durch die Gebäudemitte



Gefordert wurde eine hohe Wasserdichtigkeit der Gebäudehülle und eine qualitativ gute Bausubstanz mit einschneidenden Toleranzvorgaben. Das Bauwerk war auf eine Gebrauchsdauer von mindestens 100 Jahre auszulegen; der Unterhalt sollte möglichst gering sein. Nach durchgeführtem Architekturwettbewerb samt der Überprüfung des Raumprogrammes durch die Medienplanung wurde der bauseits vorgeschlagene, kreisförmige Grundriss auf die quadratische Aussenabmessung von 55,0 x 55,0 m geändert. Die 25 Deckenstützen sind im quadratischen Grundraster von 9,0 x 9,0 m angeordnet. Ein später möglicher Abbruch des gesamten Hochbaues, als denkbare Voraussetzung für die Erstellung eines erweiterten Überbaues, wurde als ergänzendes Gefährdungsbild der Auftriebsproblematik vorgegeben.

Varianten

Lage, Geometrie und Geologie sowie die Anforderungen bezüglich Nutzung und Sicherheit wurden frühzeitig formuliert und in der Ausschreibung für alle Anbieter verbindlich definiert. Die grosse Fundationstiefe im Grundwasser und der im Verhältnis zum Tiefbau gewichtsmässig kleine Hochbauteil mit dem vorgegebenen Abbruchszenarium führte zu ungewöhnlichen Lastfällen und einem erhöhten Schwierigkeitsgrad der Auftriebsproblematik im Bau- und Endzustand. In (1) wird diese Problematik am Gebäudeschnitt verdeutlicht, wonach der maximalen Auftriebskraft von 630 MN mit einem minimalen Eigengewicht von 290 MN begegnet werden soll. Zudem setzten die anspruchsvollen Dichtigkeitsanforderungen ein Tragsystem mit möglichst kleiner Verformung der Gebäudehülle im Grundwasser voraus.

In (2) sind die untersuchten Varianten zusammengestellt. Nach Abwägung von wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Kriterien wurde die Variante V2 «Deckelbauweise mit späterer Auftriebsicherung mit Zugpfählen» gemäss (1) ausgeschrieben und ausgeführt. Die Ausbildung des begehbaren Sickergeschosses wurde beschlossen, um im Betriebszustand Wasserzutritte durch die Bodenplatte zu lokalisieren und, falls erforderlich, abzudichten. Ebenfalls könnten später auch zusätzliche Gebäudeballastierungen vorgenommen werden.

Bauausführung

Der Tiefbau wurde in einer starren, einschaligen Bauweise erstellt. Die 1,2 m starke Schlitzwand, die von den Geschossdecken horizontal abgestützt ist, bildete den Baugrubenabschluss und dient heute als Gebäudeaussenwand. Bei der 1,3 m starken Bodenplatte sowie generell beim Schlitzwandanschluss wurden zugunsten einer hohen Gebäudedichtigkeit die Kriterien eines tragenden und dichtenden Sperrbetons eingehalten. Grosse Beachtung wurde der Rezeptur, der Herstellung, dem Einbau sowie der Nachbehandlung des Betons geschenkt. Bei den Anschlüssen und Arbeitsfugen wurden vorsorglich nachinjizierbare Injektionsschläuche eingelegt.

Wasserhaltung

Im Bauzustand wurde eine Grundwasserspiegelabsenkung und Porenwasserdruckentspannung unterhalb der jeweiligen Aushubkote vorgenommen, so dass die Befahrbarkeit der Sohle mit Aushubgeräten gewährleistet war und der Baugrubenabschluss die geforderte Standsicherheit aufwies. Zur Entwässerung der kiesig-sandigen Limmattalschotterschicht waren 4 Grossfilterbrunnen (∅ 40/90 cm), zur Entspannung der siltig-tonigen Seeablagerungen waren 14 (davon 8 vakuumierte) Kleinfilterbrunnen (∅ 11/37 cm) im Einsatz.

Auftriebsicherung

Die Grossbohrpfähle (∅ 180 cm) wurden auf die einmalige Wechselbeanspruchung «Druck» für den Bauzustand und «Zug» nach erfolgter Einstellung der Wasserhaltung dimensioniert. Die Ausführung erfolgte im unverrohrten, mit Bentonitsuspension gestützten Bohrloch, der bis in max. 64 m Tiefe reichte. Nach Betonieren im Kontraktorverfahren wurde durch vorgängig am Armierungskorb befestigte Manschettenrohre eine Pfahlmantelverpressung vorgenommen. Die massgebende Einwirkung «Zug» wurde mit Einbezug des gesamten Sickergeschosses als zusätzliches Aussteifungselement der Pfahlkopfplatte berechnet; dadurch resultierten erhebliche Pfahllängenreduktionen. Dieses Plattentragwerk ist wie eine Kassettendecke mit je fünf rechtwinklig zueinander, auf den Stützenaxen angeordneten Riegeln ausgebildet. Diese Pfahlkopfriegel verbinden in ihrer Breite von je 1,75 m statisch die Bodenplatte mit der 0,7 m starken Decke über dem Sickergeschoss. Das so gebildete Pfahlkopfplattensystem ist seitlich kraftschlüssig mit der Schlitzwand verbunden.

Bauablauf

Die Zeitdauer für die Erstellung des Gebäudes im Rohbau erstreckte sich von Oktober 1991 bis Juni 1993, womit der Bauablauf gegenüber den Ausschreibungsvorgaben markant beschleunigt wurde. Mit einer relativ hohen Konzentration an Baumaschinen wurden gleichzeitig die Schlitzwandelemente und die Grossbohrpfähle (inkl. Stützenversetzung) erstellt. Übergreifend zu diesen Tätigkeiten wurde in Tagbauweise das erste Untergeschoss ausgehoben und die Decke über dem 2. UG betoniert.

Nach konventioneller Erstellung der Decke über dem 1. UG (Lehrgerüst) konnte mit der eigentlichen Deckelbauweise in den darunterliegenden Untergeschossen fortgefahren werden. Das gleichzeitige Hochziehen des Hochbaues wurde bereits nach erfolgter Betonierung der Wände im 1. UG begonnen, d.h. die tragenden Kernwände (Treppen-/Liftschacht) für die horizontale Stabilisierung des Hochbaues während der Deckelbauweise in der Reihenfolge wachsender Untergeschosszahl trotz Mehrarmierungsverbrauch erstellt worden.

Variante	Vorteile	Nachteile
V1 Vergrösserter Hochbau über Terrain	Wasserauftrieb wird besser mit Gebäudegewicht kompensiert	Architektonische und baurechtliche Belange, veränderte Nutzungsvorgaben für den Hochbau
V2 Zugpfähle	Die Auftriebssicherung erfolgt mit Einbezug der für die Deckelbauweise notwendigen Druckpfähle	Gewährleistung der Nutzungsdauer beim Zugpfahl
V3 Permanente Wasserhaltung	Redimensionierung der Fundation infolge reduziertem Wasserauftrieb	Verstopfungsgefahr in Filterschichtaufbau unterhalb der Bodenplatte, Unterhalt der Sickerleitungen, Pumpkosten
V4 Mehrgewicht in Fundationsplatte	Wasserauftrieb wird mit erhöhtem Fundamentgewicht kompensiert (Ballast)	Vergrössertes Bauvolumen durch «vertiefte» Baugrube
V5 Caisson	Wasserauftrieb wird einzig mit dem Gebäudegewicht kompensiert, hohe Wasserdichtigkeit	Anbieter beschränkt, einhalten der Bautoleranzen, vergrössertes Bauvolumen

2
Varianten

Baugrundmodell

Die Dimensionierung der Tragelemente erfolgte auf der Basis einer mit Bohrungen, Feld- und Laborversuchen durchgeführten Baugrunduntersuchung. Diese Grundlage wurde vorerst in den Offertunterlagen für alle Beteiligten bindend festgehalten. Später wurden die geotechnischen Kenntnisse in Abhängigkeit des Baufortschrittes erweitert und das Baugrundmodell bei Bedarf aktualisiert. Die instrumentierte Bauweise ermöglichte die permanente Kontrolle durch Vergleichen der Messresultate mit den im Sicherheitsplan festgelegten Grenzwerten bzw. Interventionswerten. In (3) sind die Bodenkennwerte des heterogenen Baugrundes zusammengestellt.

Baugrundschichtung

(4) stellt die für diese Baugrube charakteristische Baugrundschichtung mit aufsteigenden Schichten von SE gegen NW dar. Die Schichtstärken variieren stark, ebenso die Neigungen der Schichtgrenzen. Unter der 1 bis 2 m dicken Deckschicht reicht der gut durchlässige Limmattalschotter bis in eine Tiefe von -5 bis -24 m. Darunter folgen in komplexer Schichtenfolge die eiszeitlichen Seeablagerungen mit Einschaltungen von teilweise verschwemmter Moräne und Vorkommen vereinzelter 1 bis 8 m mächtiger Sandlinsen.

Die Durchlässigkeit der Seeablagerungen wird mit mittel bis gering, die der Moräneneinschaltungen als klein beurteilt. Im Nordwesten liegt innerhalb der Seeablagerungen eine mächtige Schicht tonigen Siltes, die grundbautechnisch relevant ist. Ab -45 bis -70 m Tiefe ist die eigentliche Grundmoräne mit hoher Lagerungsdichte und kleiner Durchlässigkeit anzutreffen. Auch in den teilweise verschwemmten Moränenablagerungen konnte eine hohe Lagerungsdichte festgestellt werden.

Grundwasser

Der Grundwasserspiegel war gemäss langjähriger Beobachtung für den Bauzustand im Mittel auf -2,5 m und maximal auf -1,0 m unterhalb der Terrainoberfläche anzunehmen; für den Betriebszustand war zudem eine Wasserüberflutung des Tiefbaus miteinzubeziehen. Unterhalb des Grundwasserspiegels war von hydrostatischen Druckverhältnissen auszugehen. Infolge der unterschiedlichen Durchlässigkeiten gilt der Boden weitgehend als hydraulisch anisotrop.

Baugrubenabschluss

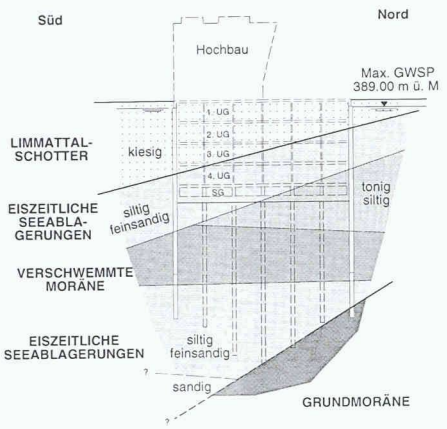
Wasserdruckverteilung

Die wirkliche Wasserdruckverteilung als Folge der Wasserentnahme in der Baugrube und die damit verbundene Schlitzwandunterströmung sind lokal verschieden und nur messtechnisch ermittelbar. Der Dimensionierung wurde somit ein theoretisches, jedoch möglichst naturgetreues Strömungsmodell zugrunde gelegt, das einen oberen Grenzwert der zulässigen Porenwasserdruckverteilung darstellt (5).

Mit Filterbrunnen wurde der Porenwasserüberdruck innerhalb der Baugru-

3
Geotechnische Kennwerte

Schicht	Gewicht	Scherfestigkeit		Zusammendrückungsmodul		Durchlässigkeit
				Erstbelastung	Wiederbelastung	
	[kN/m³]	φ′	c′ [kN/m²]	M_E [MN/m²]	M_E' [MN/m²]	k [m/s]
Limmattalschotter						
vorwiegend kiesig	20-22	38-42°	0	60-100	150-250	10^{-2}-10^{-3}
eiszeitliche Seeablagerungen						
sandig	20	34-38°	0	30-50	80-120	10^{-4}-10^{-5}
siltig-feinsandig	19,5-21	26-32°	0-5	30-60	80-150	10^{-4}-10^{-6}
tonig-siltig	18,5-19,5	22-26°	10-15	20-30	50-80	10^{-6}-10^{-8}
teilweise verschwemmte Moräne	20-22	33-36°	0	50-80	120-200	10^{-5}-10^{-7}
Grundmoräne	21-23	37-41°	0	80-120	200-300	10^{-5}-10^{-7}



4
Schnitt durch Gebäudemitte mit charakteristischer Baugrundschichtung

benumschliessung bis in -47 m Tiefe entspannt. Die Stabilität der Aushubsohle als tragendes Element des Baugrubenabschlusses war mit einer Auftriebssicherheit von $F_A = 1.1$ somit gewährleistet. Eine gut funktionierende Pumpwasserhaltung mit Abdeckung sämtlicher Extremszenarien wurde vorausgesetzt. Zur Verhinderung einer direkten Anströmung der Brunnen von aussen her und zur Vorbeugung gegenüber einer übermässigen Ausschwemmung von Feinanteilen im Boden wurde die Schlitzwand 2 m tiefer als UK-Brunnenfilter angeordnet. Obwohl der Boden weitgehend als hydraulisch anisotrop definiert werden darf, wurde auch ausserhalb der Baugrube eine Porenwasserdruckreduktion Δu wie folgt in die Rechnung gesetzt:

$$\Delta u = \Delta H * \gamma_w \text{ mit } 0.1\ t \leq \Delta H \leq 0.2\ t$$

Erddruck

Die Erddruckbeiwerte wurden klassisch nach Coulomb ermittelt. Infolge mehrfacher Abstützung wurde der aktive Erddruck, mit dem Wandreibungswinkel von $+ \frac{2}{3} \cdot \varphi'$, in eine Rechteckfigur umgelagert und um den Faktor 1.3 erhöht ($\bar{e}_{ah}$). Der passive Erddruck, dessen Wandreibungswinkel infolge vertikalem Gleichgewicht den absoluten Wert von $-\frac{1}{2} \cdot \varphi'$ im Allgemeinen nicht unterschreitet, wurde um die Partialsicherheit $m = 1.5$ vermindert. Eine Anhebung des passiven Widerstandes infolge Scherwiderstand der vorgängig erstellten Grossbohrpfähle wurde in der Schlitzwandbemessung nicht berücksichtigt. Ebenfalls wurde die Erddruckerhöhung infolge Porenwasserdruckverminderung durch das in den Kleinfilterbrunnen aufgebrachte Vakuum in den unteren Aushubetappen bewusst ausgeklammert.

Beanspruchung

Die Grenzwertlinie der Beanspruchungen wurde für alle massgebenden Aushubzustände am elastischen Durchlaufträgermodell ermittelt. In der Planung wurde jeder Aushubzustand zuerst klassisch, d.h. unabhängig vom anderen und ohne Berücksichtigung der unterschiedlichen Nachgiebigkeit der Decken als Auflager infolge Elastizität, Kriechen und Schwinden untersucht. Danach wurde mit Berücksichtigung der fortlaufenden Deformationen am System Wand/Decke sowie einer geschätzten grossräumigen Bodenverformung Vergleichsberechnungen durchgeführt. Der Bemessung der Schlitzwandarmierung liegen folgende Sicherheitsfaktoren zugrunde:

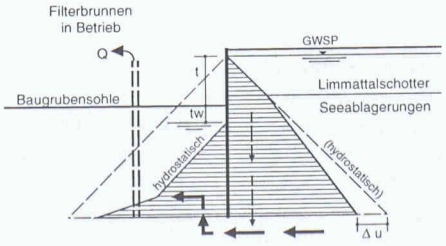
- aktiver Erddruck: $\gamma_{de} = 1.3$ infolge Streuung der vorsichtig gewählten Bodenkennwerte sowie Bodenschichten,
- Wasserdruck: $\gamma_{du} = 1.0$ mit oberhalb langjährig gemessener Grundwasserspiegellage,
- Widerstandsbeiwert: $\gamma_R = 1.2$ für Stahlbeton (SIA 162)

Diese Sicherheitsfaktoren wurden aus praktischen Gründen mit folgender Umrechnung zu einer gewichteten und somit in der Tiefe abnehmenden rechnerischen Sicherheit γ_{rech} wie folgt vereinfacht:

$$\gamma_{rech} = \gamma_R * ((\gamma_{de} * \bar{e}_{ah} + \gamma_{du} * u_{max}) / (\bar{e}_{ah} + u_{max}))$$

Der Bemessung liegen damit oberhalb des maximalen Grundwasserspiegels ein γ_{rech} von 1.6, oberhalb der Decke über dem 3. UG ein solches von 1.4 und im übrigen Wandbereich ein γ_{rech} von 1.32 als rechnerische Sicherheiten zugrunde.

Zur Verbesserung des Deformationsverhaltens wurde die Schlitzwand im Boden voll eingespannt. Unterhalb dieser Einspanntiefe hat sich das Einlegen einer minimalen Armierung bewährt. Obwohl der Wandfuss in diesem rund 10 m langen Bereich theoretisch keiner Beanspruchung ausgesetzt war und keine Stützfunktion mehr erfüllen musste, war die Schlitzwanddicke und somit die geforderte hydraulische Abschirmfunktion über die gesamte Wandtiefe von 49 m gewährleistet.



5
Berechnungsannahmen Wasserdruckverteilung

Verformungen

Die Verformungen sind weitgehend vom Wechselspiel zwischen Baugrund und Baugrubenabschluss abhängig, das heisst zwischen Einwirkungen (Erd- und Wasserdruckverteilung, sowie Temperatur) und dem materialspezifischen Tragverhalten der Schlitzwand und deren Abstützungen (Elastizität, Schwinden, Kriechen, Temperatur und Zwang). Die Rissebildung und die Rotationsfähigkeit der Stahlbetonkörper spielt auch eine Rolle. Ausserdem existieren noch grossräumige Bodenverformungen. Sämtliche hier erwähnten Einflüsse sind gekoppelt und über das Baugeschehen veränderlich. Vor Baubeginn wurde die Grössenordnung der maximalen Horizontalverformungen ausgehend vom oben erwähnten elastischen Bemessungsmodell zu 4 bis 10 mm (Baugrubenabschluss Südosten resp. Nordwesten) gerechnet. Der ersten Abschätzung liegen folgende Annahmen zugrunde:

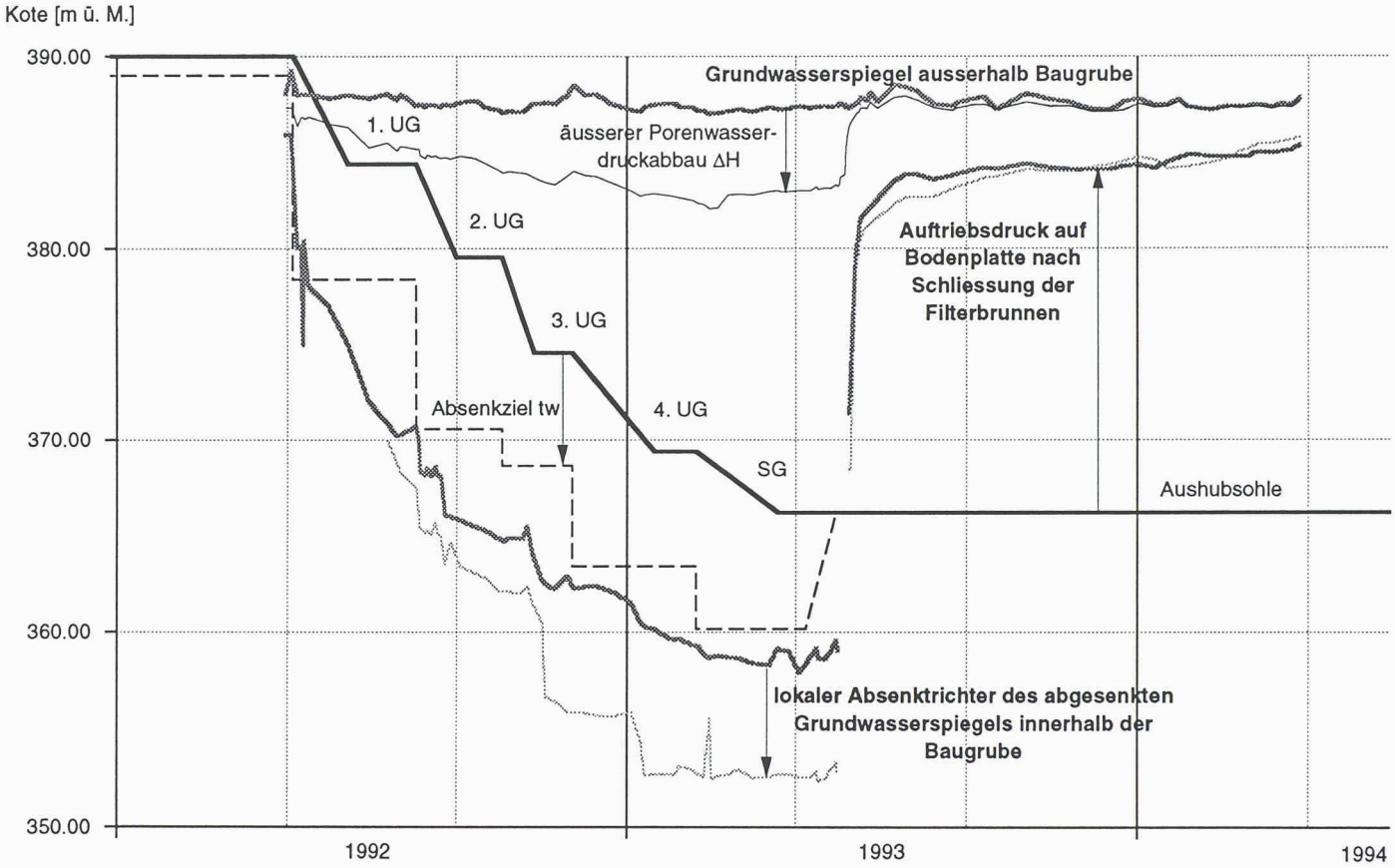
- Elastizitätsmodul Beton: $E = 25\ kN/mm^2$ ($\approx \frac{2}{3} \cdot E_c$)
- ungerissener Querschnitt: $I = d^3/12\ [m^4/m']$
- Schlitzwandstärke: $d = 1.2$ m

Mit Überlagerung der mit dem Aushub fortschreitenden Deformationen verdoppeln sich die oberen Werte auf 8 - 20 mm. Der Einbezug des Kriechens mittels reduziertem Elastizitätsmodul ($\approx \frac{1}{3} \cdot E_c$) erhöht den Wert auf 16 bis 40 mm. Das Endschwindmass von 0,02% ergibt zusätzlich eine Deckenauflagerverschiebung von rund 5 mm.

Vor Baubeginn wurde somit im Vergleich mit Erfahrungswerten eine horizontale Wandverschiebung von etwa 0,1 bis 0,2% der Aushubtiefe prognostiziert oder von 25 bis 50 mm ausgegangen. Diesbezüglich wird insbesondere auf die Angaben von G. W. Clough & Th. D. O'Rourke [1] hingewiesen.

Fundation

Die Dimensionierung der Fundation bestimmt sich aus der Wahl des Lastabtragungsmodelles für den Bau- und Betriebszustand. Massgebend sind die Nutzungsanforderungen, die Grundwasserverhältnisse und das im Bereich der Baugrube unterschiedliche Deformationsverhalten des Bodens.



6
Zeitlicher Verlauf der Grundwasserspiegelsenkung

Bauzustand

Im Bauzustand wurden die Vertikallasten der Decken einerseits über die Randauflager auf die Schlitzwand und andererseits über die HHD-Stahlstützen direkt in die Pfahlköpfe eingeleitet. Die Stahlstützen wurden in der Bentonitsuspension der unverrohrten Pfahlbohrung versetzt, mit einer hydraulischen Vorrichtung gerichtet und auf die vorgesehene Kote einbetoniert. Ausführungsbedingt weist somit jeder Stützenfuss eine Exzentrizität gegenüber der Soll-Pfahlaxe auf, die sich aus den Bautoleranzen zusammensetzt.

Mit Einbezug des Hochbaueigengewichtes und der möglichen Baustellenlasten waren die Pfahlköpfe auf Vertikallasten von bis zu 14 300 kN und einer rechnerischen Gesamtexzentrizität von 0,2 m auszulegen. Der äussere Tragwiderstand wurde klassisch am druckbelasteten Einzelpfahl mit dem Spitzenwiderstand für örtliches Abscheren ($\frac{2}{3} \cdot \varphi'$) sowie der um die Sicherheit 1.5 abgeminderten Mantelreibung mit Wandreibungswinkel $\delta = \varphi'$ und horizontalem Ruhedruck ermittelt. Die angewandte Pfahlmantelverpressung ergab eine zusätzlich erhöhte Pfahlmantelreibung. Die Setzungen wurden sowohl an der schwimmenden Pfahlgruppe als auch am Spitzenpfahl nach Cassan abgeschätzt und zu max. 10 mm prognostiziert. In dieser Betrachtung ist die grossräumige Bodenverformung infolge Entlastung durch den Aushub nicht enthalten. Den Bemessungswerten für den inneren Tragwiderstand wurde ein einheitlicher Lastfaktor von 1.4 zugrunde gelegt.

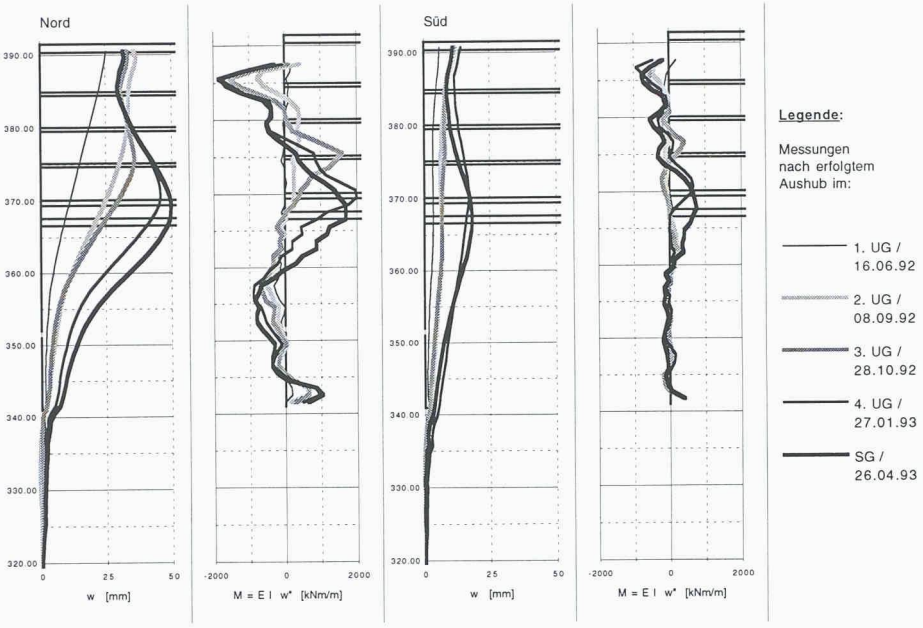
Betriebszustand

Die Auftriebskräfte werden im Betriebszustand vollumfänglich über die Bodenplatte, die ein Bestandteil des Pfahlkopfplattensystems ist, aufgenommen. Dieses System, seitlich an der Schlitzwand aufgelagert und durch die Stützenlasten beschwert, vermindert durch die eigene Biegesteifigkeit die Zugbeanspruchung an den Pfahlköpfen. Die verformungsabhängige Beanspruchung des Gesamtsystems wurde elastisch an einem dreidimensionalen F.E.-Platten/Scheibenmodell gerechnet und mit einem einfachen Trägerrostmodell kontrolliert. Die Pfahlkopfzugkräfte wurden einerseits mit linear-elastischen Federauflagerungen mit Steifigkeiten von 240 bis 500 kN/mm und andererseits mit direkter Lasteingabe von Kräften im Bereich von 2000 bis 8000 kN simuliert.

Das Eigengewicht im Inneren des Tiefbaus inklusive Pfahlkopfplattensystem übernimmt 46% der Auftriebskräfte, während über das Linienlager gesamthaft 32% der Auftriebskräfte auf die Schlitzwand übertragen werden. Die an den Pfahlköpfen herrschenden Zugkräfte (Pfahllänge) konnten so um mindestens 60% auf zirka 22% der Auftriebskräfte reduziert werden. Dafür waren die an den steifen Pfahlkopfverbindungen erzwungenen Verschiebungen und Verdrehungen infolge Schwinden und Hebung des Pfahlkopfplattensystems in der Dimensionierung der Pfahlarmierung einzurechnen.

Interpretation der Messresultate

Infolge der knappen Bemessung waren nicht alle Baugrundrisiken im voraus voll abgedeckt. Deshalb wurde das «Beobachtungsverfahren» nach Terzaghi/Peck [2] angewendet: «Es besteht darin, während der Bauausführung so frühzeitig entsprechende Beobachtungen zu machen, dass jedes Anzeichen eines Abweichens der wahren Verhältnisse von denen, die vom Entwurfsbearbeiter zugrunde gelegt wurden, entdeckt und entweder der Entwurf oder die Bauausführung den Feststellungen entsprechend abgeändert wird.» Dies setzt im Massnahmenplan voraus, dass vorzeitig die In-



7
Horizontalverschiebungen der Schlitzwand

terventionsgrenzwerte und allfällige Korrekturmöglichkeiten festgelegt sind. Mit Messungen wurde das Verformungsverhalten Boden-Tragwerk erfasst und die rechnerisch ermittelten Prognosen kontrolliert.

Grundwasserspiegel

Die mit Piezometer innerhalb und ausserhalb der Baugrube gemessenen Grundwasserspiegelstände sind in (6) dargestellt. Das geforderte Absenkziel von $t_w \geq 6$ m (Ausnahme Etappe 2. UG mit $t_w \geq 9$ m) konnte für alle Aushubetappen, auch mit verkürztem Bauprogramm rechtzeitig erfüllt werden. Gepumpt wurde mit einer mittleren Leistung von 100 l/min bis zum Aushub 3. UG und 200 l/min weiter unten.

Nach Abschaltung und Schliessung der Filterbrunnen reagierten die Auftriebspiezometer unterhalb der Bodenplatte mit einem vorerst schnellen Druckanstieg. Die ausserhalb der Schlitzwandumschliessung herrschenden Druckverhältnisse sind heute noch nicht ganz erreicht, was auch nur bei absolut wasserdichter Bodenplatte zu erwarten ist.

Porenwasserdruck

Der Porenwasserdruck unterhalb der Grundwasserspiegel wurde während den Bauarbeiten anhand von 8 Mehrfachpiezometern mit je 3 Druckgebern beobachtet. Die zulässige Porenwasserdruckverteilung gemäss (5) wurde durch jeweils sofortiges Anpassen der Pumpenleistung nur kurzfristig überschritten. Der äussere Porenwasserdruckabbau $\Delta u = \Delta H * \gamma_w$ hat im erwarteten Ausmass stattgefunden (6).

Schlitzwandverformungen

Die Horizontalverschiebungen w der Schlitzwände sind mit Inklinometer (Slopes) an den vier Wandseiten der Baugrube ermittelt worden. In (7) sind die massgebenden Resultate der fünf Aushubetappen für die Wandseite Nord+Süd dargestellt. Geotechnisch bedingt, und wie erwartet, sind die maximalen Deformationen in der Tiefe der Endaushubsohle im Norden mit 50 mm am grössten (Westen ca. 35 mm), und im Süden und Osten mit nur 20 mm kleiner ausgefallen; Einwirkungen und Einflüsse diesbezüglich sind bereits erwähnt. Gemessen wurde bis zur Grundmoräne in 70 m Tiefe. Erkennbar ist der Einfluss der grossräumigen Bodenverformung als Folge der Aushubentlastung, der über die Wandtiefe von 49 m hinausgeht. Die Deformationen am Wandfuss betragen im Norden 7 mm, in den übrigen Wandabschnitten beschränken sich diese auf max. 5 mm.

Offensichtlich ist das konsequente Fortschreiten der Verformungen bei zunehmendem Baufortschritt der Deckelbauweise; die Decken (Abstützungen) werden nach erfolgtem Aushub an die bereits vorverformten Baugrubenabschlusswände angeschlossen. Die nachfolgende Wandverformung steht wieder in Abhängigkeit zu den weiteren Aushubphasen sowie Deckenauflagerverschiebungen infolge elastischer Deckenverkürzung; hinzu kommt noch das Materialverhalten des Baustoffes Beton (Schwinden, Kriechen, Temperatur usw.). Die Deformationen des Abschlusses zur Baugrube hin sind weitgehend als irreversibel zu betrachten und könnten nur mit enormem Kraftaufwand durch Überdrückung des Wasserdruckes und des aktiven Erddruckes bis zur Mobilisierung des passiven Erddruckes rückgängig gemacht werden.

Schlitzwandbeanspruchungen

Die Momentenverteilung wurde aus der Schlitzwandbiegelinie mit der Momenten-Krümmungs-Beziehung wie folgt abgeschätzt: $M = E I w'' = E I * (\Delta\alpha / \Delta l)$. Für die Steifigkeit wurden die Werte E I wie bei der ersten Deformationsabschätzung beibehalten. Der gerätetechnisch vorgegebene Markenabstand beträgt 1 m und ist kleiner als die Schlitzwanddicke. Will man mit dieser Messlänge operieren, stellt man fest, dass infolge Messtoleranz kein eindeutiger Momententrend aufgezeichnet werden kann. Je grösser die Stablänge Δl gewählt wird, desto deutlicher ist der Momentenverlauf, jedoch um so kleiner werden die Momentenbeträge. Durch Vergleich dieser Auswertung mit der statischen Dimensionierung sowie mit Einbezug der zusätzlich an der Wandarmierung befestigten Dehnungsmessstreifen und Interpretation von zahlreichen Nachrechnungen wurde die Stablänge mit $\Delta l = 2.5$ d = 3 m für die qualitative Aufzeichnung des Momentenverlaufes gewählt.

In (7) ist der im Punkteabstand von 1 m gleitend gerechnete Momentenverlauf aufgezeichnet, der verdeutlicht, dass die Wand im Kopf- und Fussbereich eingespannt war und die maximale Biegung leicht oberhalb der jeweiligen Baugrubensohle dem Aushub folgte. Die statische Armierung reicht bis zur Kote 352,00 m ü. M., darunter ist die Wand mit einer minimalen Armierung versehen. Beim Übergang ist gemäss Auswertung kein Biegegelenk ersichtlich, das heisst, die Wand verhält sich statisch tragend bis zur hydraulischen Einbindetiefe. Im Boden unterhalb des Wandfusses (Kote 341,00 m ü. M.) wurden nur noch kleine horizontale Verschiebungen gemessen.

Pfähle

Die Deformationen der Pfähle wurden mit vier Gleitmikrometerrohren in zwei Pfählen im mittleren Bereich des Tiefbaues beobachtet.

Nach erfolgtem Endaushub und Betonieren der Bodenplatte wurde am Pfahlkopf eine maximale Stauchung von 2 mm gemessen. Nach Abstellen der Wasserhaltung resultierte mit dem Auftriebsdruck auf die Bodenplatte eine Hebung der Pfahlköpfe. Diese verlief zeitlich rasch und entspricht dem in (6) aufgezeigten Verlauf des Auftriebsdruckes unterhalb der Bodenplatte. Die maximale Hebung des Pfahlkopfes betrug im April 1994 8,5 mm

und im Sommer 1995 9,0 mm. Dieser Wert wird noch geringfügig zunehmen, bis die Porenwasserdruckverhältnisse ausgeglichen und die zeitabhängigen Bodenverformungen sowie Pfahlkriecheinflüsse abgeklungen sind.

Gebäudedichtigkeit

Das ins Gebäude seitlich eindringende Wasser wird geschossweise gefasst und kontrolliert in das Sickergeschoss geleitet. Nach Abschluss der Tiefbauarbeiten wurde aus technischen Gründen die Injektionskampagne zeitlich spät angesetzt und vor der Montage der weitgehend zwangshinterlüfteten, mobilen Schlitzwandverkleidung ausgeführt. Die vereinzelten Austritte von Tropfwasser konnten praktisch ohne Ausnahme abgedichtet werden. Zwei Jahre nach Fertigstellung des Tiefbaues beträgt im Rohbauzustand die seitliche Leckwassermenge ca. 900 l/d, dies entspricht einem Feuchtigkeitsdurchgang von ca. 9 g/m²h. Die Merkmale einer kapillaren Durchfeuchtung von <100g/m²d sind somit nicht vollständig erfüllt. Es kann angenommen werden, dass bei günstigeren betriebsklimatischen Raumbedingungen sich die Leckwassermenge noch reduziert. Die gemessene Wassermenge durch die 1,3 m starke Bodenplatte im Sickergeschoss beträgt gesamthaft ca. 1500 l/d und entspricht einem schwachen Tropfwasser von ca. 500 g/m²d.

Folgerungen

Die Wahl des Baukonzeptes sowie der Baumethoden wird im Planungsablauf zeitlich früh getroffen. Dies setzt voraus, dass innerhalb des Gesamtentwurfes auch die Anforderungen und Nutzung des Bauwerkes für alle Beteiligten bekannt sind. Bei grundbaulich anspruchsvollen Vorhaben ist der Weg zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit auch zukünftig schmal; rechtzeitige Abklärungen und das Ausarbeiten von möglichen Lösungen mit Untersuchung von Varianten sind wichtig. Da unplanmässige Deformationen des Baugrubenabschlusses die Nutzung des Bauwerkes bleibend beeinträchtigen können, ist für die Deckelbauweise auf eine sorgfältigen Planung und fachgerechte Ausführung der Bauarbeiten besonders Wert zu legen.

Baugrubenabschluss

Das Verformungsverhalten der Schlitzwand wird nicht nur von den Untergrundeigenschaften, sondern auch durch die rechnerischen Annahmen der Planer geprägt. Abweichungen zum Baugrundmodell, beziehungsweise zu den rechnerisch geotechnischen Annahmen sind vorgängig mit Sensitivitätsbetrachtungen und mit einem Massnahmenkatalog abzudecken. Besonders sorgfältig sind die Einflüsse des Grundwassers abzuklären. Es ist notwendig, das gerechnete Absenkziel t_w vor Beginn der jeweiligen Aushubetappe einzuhalten. Aufweichungen der Baugrubensohle infolge Oberflächenwasser sind vor allem im Wandbereich möglichst zu vermeiden. Folgende praktische Massnahmen sind möglich:

- möglichst frühes Abdecken der Aushubsohle mit Schalungsmaterialien, Unterlagsbeton usw.,
- Abdichten oder Ableiten von Fugenwasser bei der Schlitzwand,
- Schliessen der Bauöffnungen ausserhalb der Arbeitszeit usw.

Für gesamthaft minimale Verformungen ist es vorteilhaft, den Wandkopf möglichst frühzeitig abzustützen. Zudem setzt eine hohe Wasserdichtigkeit der Schlitzwand einen vernünftigen Armierungsgehalt auch in den Stossbereichen der Eisen voraus; die Schlitzwandstärke ist dementsprechend auszulegen. Die Dimensionierung kann mit Berücksichtigung der fortschreitenden Deformationen über alle Aushubetappen erfolgen. Die Anwendung der Beobachtungsmethode wird für solche Bauvorhaben selbstverständlich vorausgesetzt.

Durch Verwendung von verschiedenen Lastbildern mit sinnvoller Variation der Erddruck- und Wasserdruckverteilung sind die Beanspruchungen des Bauwerkes zu finden und die Tragreserven des Systems zu erkennen. Es kann auch wichtig werden, Bruchzustände im Boden in den rechnerischen Ansatz ergänzend einzubeziehen. Die Gesamtdeformation kann sowohl klassisch als auch mit der Theorie der elastischen Bettung zweckmässig abgeschätzt werden, jedoch immer im Vergleich zur erhaltenen Bettungsreaktionen mit dem um die Partialsicherheit $m \geq 1.5$ verminderten passiven Erddruck. Unsicherheiten in Verteilung und Betrag der Bettungsziffern sowie in der Quantifizierung der zeit- und bedingungsabhängigen Biegesteifigkeit der Wand ermahnen zur Vorsicht. In der Nachrechnung an unserem Beispiel stellt sich mit parabelförmigem Bettungsmodulansatz im Bereich t_w und den Maximalwerten $k_s = 30$ MN/m³ im Norden und 50 MN/m³ im Süden ein zufriedenstellendes Ergebnis ein; mit zusätzlicher Berücksichtigung der elastischen Nachgiebigkeit der Auflager sowie der Langzeiteffekte, wie Kriechen und Schwinden können die stattgefundenen Deformationen übereinstimmend nachvollzogen werden. Die Anwendung derartiger Berechnungsmethoden zur Ermittlung von Prognosen setzt jedoch eine sehr gute Kenntnis von Baugrundmodell samt Bodenkennwerten bereits in der Planung voraus.

Fundation

Die Dauerhaftigkeit einer Fundation wird hauptsächlich von deren Einfachheit in der Ausbildung bestimmt. Nach klassischer Regel der Baukunde ist den Auftriebskräften nach Möglichkeit mit hohem Gewichtsanteil entgegenzutreten. Anderenfalls können Auftriebskräfte mit Zugeinheiten aufgenommen werden, sofern diese kontrollierbar und ersetzbar sind. Im Ausnahmezustand sind beim Erreichen der festgelegten Interventionsgrenzwerte die vorgesehenen Zusatzmassnahmen auszuführen. Mit einem am Gesamtsystem ausgewogenen Lastabtragungsmodell und einfacher konstruktiver Ausbildung der Schnittstellen zwischen den einzelnen Tragelementen sind die Voraussetzungen für eine lange Gebrauchsdauer gegeben. Der rechnerische Aufwand unter anderem mit Anwendung der F.E.-Methode war angesichts des Sparpotentials gerechtfertigt.

Adresse der Verfasser:
Hans Bär, dipl. Ing. HTL, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Bellerivestrasse 36, 8034 Zürich, und *Walter Bernardi*, dipl. Ing. ETH, Jauslin+Stebler Ingenieure AG, Gartenstrasse 15, 4132 Muttenz.

Literatur

[1]
Clough, G.W. & O'Rourke, Th.D.: Construction Induced Movements of Insitu Walls, ASCE 1990, S. 439-470

[2]
Terzaghi, K. und *Peck, R.B.*: Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag 1961