

Das PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge. 2. Erdbaumechanische Probleme der Baugrubenumschliessung

Autor(en): **Huder, Jachen**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **86 (1968)**

Heft 41

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70158>

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.

Wie bereits erwähnt, war für den maschinellen Aushub eine gut funktionierende Grundwasserabsenkung in der Baugrube die wichtigste Forderung. Aber auch die Geschicklichkeit des Traxführers war für den Aushubfortschritt und die Sicherheit in der Baugrube von grosser Bedeutung. Es war jeweils erstaunlich zuzusehen, wie der Traxführer den 12 t schweren Trax mit Präzision an den Stahlpfählen und den Stahlrohren für die Filterbrunnen vorbei manövierte. Das Umfahren eines Pfahles hätte den Einsturz der darüberliegenden Betondecken verursacht.

Die Spriessung der Deckenschalung wurde jeweils direkt auf den durch den Trax abgeglätteten Boden abgestellt. Zur Ableitung des Oberflächenwassers wurden entlang der Schlitzwand und quer durch die Baugrube rund 30 cm tiefe, mit Kies aufgefüllte Drainagegräben erstellt und an Pumpensümpfe angeschlossen. Damit wurde eine stabile Oberflächenschicht erreicht, die auch unter der Belastung des frischen Betons nicht nachgab.

Für die Aushubkote unter den jeweils zu betonierenden Decken war erstens die minimale Höhe von 80 cm für das Aus-

schalen der Decken, zweitens die Länge der Anschlusseisen in den Wänden der innern Wanne mit Rücksicht auf die Ausführung der Etappenstösse der Grundwasserisolierung und drittens die von der statischen Beanspruchung der Schlitzwand her zulässige Aushubtiefe pro Etappe massgebend.

Die Entlüftung der Baugrube durch die Deckenaussparungen war genügend. Beim Aushub im 3. und 4. Untergeschoss wurde der Abzug der Auspuffgase des Trax mit Hilfe von zwei Ventilatoren verstärkt. Die Beleuchtung der Baugrube erfolgte mit an den Betondecken montierten Neonröhren. Diese war vor allem für die Arbeiten bei den kurzen Tageszeiten im Winter und für die Kontrolle der Baugrube während der Nacht von grossem Vorteil.

Wie aus Bild 8 ersichtlich ist, wurden in einer Etappe jeweils zuerst die Decke und hierauf die darüberliegenden Wände der innern Wanne betoniert. Zum Betonieren der Wände wurden in der darüberliegenden Decke Aussparungen in Abständen von 2,00 m zum Einbringen und Vibrieren des Betons angeordnet. Damit war es möglich, die Wände satt unter die

bereits betonierte Decke zu betonieren, was für die Kraftübertragung im Endzustand und die Grundwasserisolierung notwendig ist. Mit dieser Methode wurden ebenfalls die innern Querwände und die Pfeiler in den Untergeschossen ausgeführt.

Die Bauleitung für die speziellen Tiefbauarbeiten wie Schlitzwand, Tubfixanker und Filterbrunnen sowie für den Aushub und die Rohbauarbeiten der innern Wanne inkl. Grundwasserisolierung wurden vom Bauingenieur durchgeführt. Dabei wurde der Architekt für die Kontrolle der Aussparungen und der im Beton eingelegten Leitungen vom Ingenieur auf die Baustelle gerufen. Für die Hochbauarbeiten besorgte die Eidgenössische Bauinspektion Zürich die Bauleitung, während der Ingenieur die übliche periodische Baukontrolle durchführte.

Diese Arbeitsteilung hat sich im vorliegenden Fall bewährt, und ist für Ingenieurbauwerke von vorliegendem Ausmass zu empfehlen.

Adresse des Verfassers: *Werner Streich*, dipl. Bau-Ing. ETH bei Schubiger Ingenieure, 8006 Zürich, Universitätstrasse 86.

II. Erdbaumechanische Probleme der Baugrubenumschliessung

DK 624.131:624.152

Von Dr. J. Huder, dipl. Ing. ETH, VAWE, Zürich

1. Geologische Situation

Das Areal der neuen Post Enge liegt am südöstlichen Rande der Wallmoräne des Zürcherstadiums des Linthgletschers. Auf Grund umfangreicher Aufschlüsse durch Bauten in der unmittelbaren Nähe, wie Ulmbergtunnel SBB, Bahnhof Enge und Kantonsschule Freudenberg, konnte als Baugrund Grundmoräne, verschwemmte Moräne, lakustre Ablagerung und in grösseren Tiefen sogar Seekreide erwartet werden. Oberingenieur *R. Grünhut*, Leiter des Baues des Ulmbergtunnels, beschreibt das Material des Tunnels (Schweiz. Bauzeitung 1927, Bd. 89, S. 122) folgendermassen: «Milde, aus sandigem und tonigem Lehm bestehende, mit Steinblöcken und wasserhaltigen Schlammansandlinsen durchsetzte Moräne.»

Alb. Heim beschrieb (1920) das Moränenmaterial des Ulmberges als vorherrschend tonig, etwas sandig bis kiesig, mit teilweiser Schichtung. Einzelne blockreiche Stellen (eckiger Obermoränenschutt) und reine Sandlinsen (Tätigkeit von Schmelzwasser in und auf dem Gletscher) vervollständigen das geologische Bild. Infolge des lehmigen Materials waren Wassereintritte relativ selten. Beim Bau des SBB-Bahnhofes Enge wurde Seekreide erschlossen. Des weiteren war es angezeigt, im Baugrubenareal noch mit lateralem Deltamaterial der nach *R. Huber* früher zeitweise in den See fliessenden Sihl zu rechnen.

2. Geotechnische Untersuchungen

Um die geologische Prognose des Baugrundaufbaues zu ergründen, sind in der ersten Sondierungskampagne drei Bohrungen als Rotationskernbohrungen abgeteuft worden. Die maximal erbohrte Tiefe betrug 35 m. Im nordwestlichen Bereich des

Areals ist Grundmoräne angetroffen worden. Die charakteristische Kornverteilung dieses Materials ist in Bild 14 dargestellt. Es handelt sich um eine magere Moräne kleiner Plastizität. Die Raumgewichte betragen 2,27 t/m³ mit rd. 12,5% natürlichem Wassergehalt. Blöcke wurden im festgelagerten Material nicht angetroffen, vereinzelt sind Kies und Steine erbohrt worden.

Mit zunehmendem Abstand vom Hang, d. h. in südöstlicher Richtung, nimmt die Mächtigkeit der Moräne ab. Die Anzeichen von Verschwemmungen werden immer deutlicher. Während die Moräne kaum eine Schichtung aufweist, treten in den Übergängen deutliche Schichtungen auf, mit scharfer Trennung von Schicht zu Schicht. Die Raumgewichte nehmen auf rd. 2,12 t/m³ ab, und der natürliche Wassergehalt steigt im Mittel auf 19% des Trockenraumgewichtes an.

Im südöstlichen Bereich des Areals ist auch deutlich die lakustre Ablagerung, ab-

wechselnd mit verschwemmter Moräne, festgestellt worden. Seekreide ist dagegen in den Sondierungen nicht angetroffen worden. Die Frage, inwieweit mit Deltaablagerungen der Sihl zu rechnen sei, konnte auf Grund der Sondierbohrungen nicht beantwortet werden. Die Raumgewichte der lakustren Ablagerung unterscheiden sich nur unwesentlich von denjenigen der verschwemmten Moräne.

Im Abstand von rd. 50 m in südöstlicher Richtung ist der Einfluss schlammiger Wassertätigkeit im Bereich dieses Baugrundes deutlich. Trotzdem kann der Untergrund als relativ homogen bezeichnet werden. So variiert die Fliessgrenze des Materials zwischen 14 und 25% und die Ausrollgrenze zwischen 9 und 15%. Die Plastizitäten bewegen sich zwischen 3 und 11%. Ein Viertel der untersuchten Proben sind nicht plastisch. Nach der USCS-Klassifikation handelt es sich vorwiegend um ML- bis ML-CL-Material. Nur vereinzelt

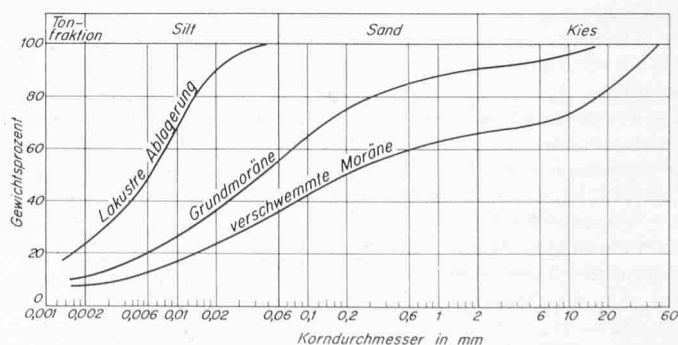


Bild 14. Kornverteilung der Untergrundmaterialien in Summationskurven

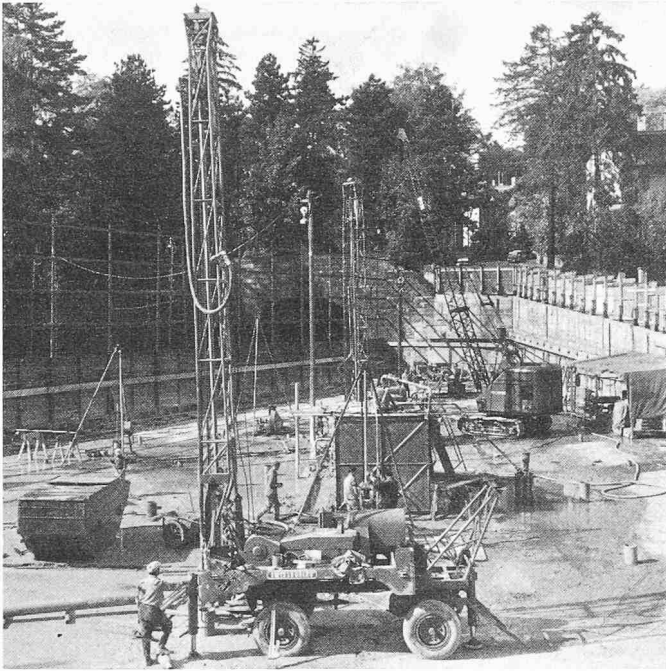


Bild 20. Blick gegen Tunnelportal. Verankerte Rühlwand anschliessend. Arbeiten für Zugföhle im Gange
Text siehe Seite 738!

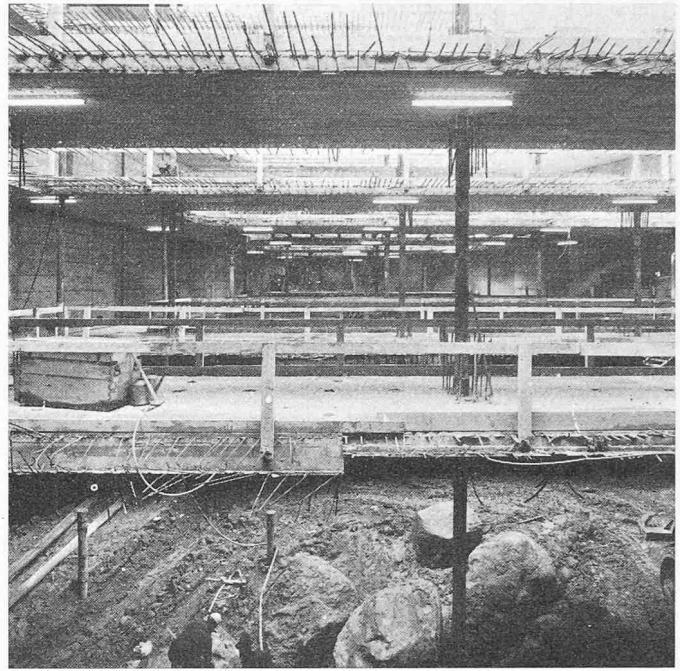


Bild 22. Aushubarbeiten im vierten Untergeschoss. Im Vordergrund für den Aushub zusammengestossene Findlinge der Moräne sowie Piezometer zur Grundwasserkontrolle

Proben der lakustren Ablagerung sind als CL-Material einzuordnen.

Der Winkel der Scherfestigkeit des Materials, aus effektiven Spannungen berechnet, ist mit $\phi' = 33^\circ$ bestimmt worden. Die undrainierte Scherfestigkeit auf Grund der Druckversuche schwankt von $0,18 \text{ kg/cm}^2$ für die lakustre Ablagerung bis $1,40 \text{ kg/cm}^2$ für die intakte Moräne.

Infolge der geringen Plastizität des Materials und des Wechsels im Aufbau war es angezeigt, die Berechnungen ohne Berücksichtigung der Kohäsion durchzuführen.

In den Bohrungen sind Durchlässigkeitsversuche vorgenommen worden. In der Moräne sind die Durchlässigkeitswerte k rd. $5 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$, nahmen aber in der verschwemmten Moräne, infolge der Schichtung des Materials, zu und betragen im Mittel rd. $5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$. Diese Durchlässigkeitswerte sind durch Pumpversuche bestätigt. Die Berechnung der k -Werte aus der Förderwassermenge in der Baugrube zeigt die gleiche Grössenordnung.

In den Bohrungen sind Piezometerrohre zur Bestimmung des Grundwasserspiegels eingebaut worden. Aus den Messungen zeigte es sich, dass das Grundwasser mit leichtem Gefälle nach Südosten fliesst. In der Tiefe reagiert das Grundwasser wenig und sehr träge auf äussere Einflüsse. In der obersten Partie hingegen stellten sich Schwankungen durch Niederschläge relativ rasch ein. In dieser Zone ist auch die Beeinflussung des Grundwassers durch Drainierung zu erwähnen, so z. B. Drainierung des Bahnhofareals und Entwässerung infolge des Tunnels. In halber Baugrubentiefe stellte sich eine maximale Wasserspiegelhöhe in der Messperiode auf Kote 407,60 m ein. In Baugrubentiefe ist die maximale Druckhöhe mit 407,20 m gemessen worden.

3. Baugrubenumschliessung

Die Lage des Bauareals einerseits und die geotechnischen Gegebenheiten mit hohem Grundwasserspiegel andererseits erforderten für die tiefe Baugrube eine eingehende Untersuchung der Umschliessung und im speziellen der Dimensionierung gegen den hydraulischen Grundbruch.

Verschiedene Umschliessungsarten für die Baugrube wurden grundsätzlich in Erwägung gezogen. Die grosse Tiefe der Baugrube, die Lagerungsdichte des Materials und die Sicherheit der Einhaltung des Lotes für die Umschliessungswand (Bild 15) liessen das Schlitzwandverfahren in der

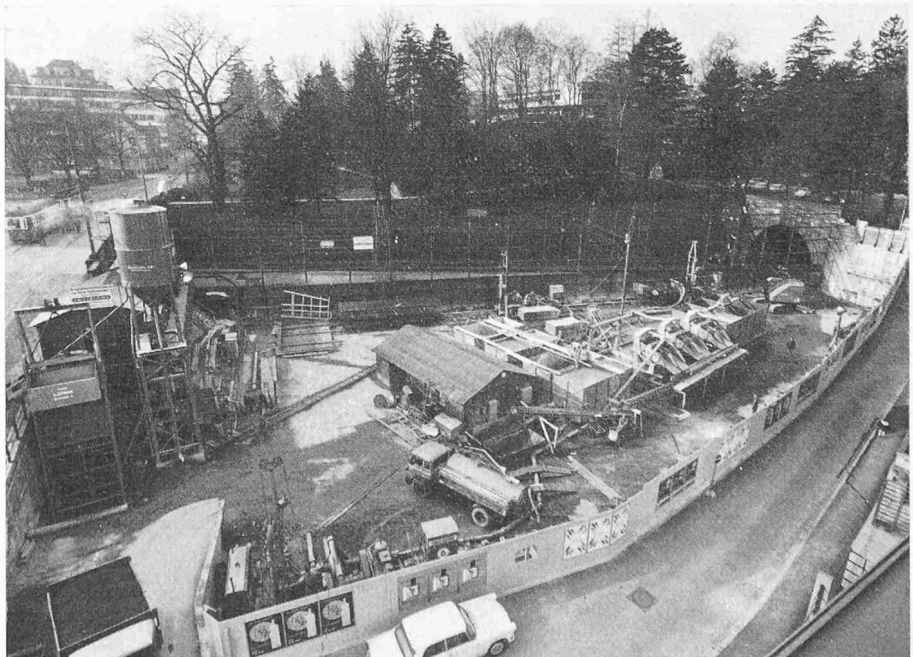
Vordergrund treten. Ein Grossversuch ergab folgende wichtigen Resultate:

- das vorgeschlagene Verfahren ermöglicht die Erstellung der Baugrubenumschliessungswand bis zur gewünschten Tiefe;
- die Trennung der Komponenten Silt und Feinsand aus der Bentonitsuspension ist realisierbar;
- der Lärm wird durch diese Baumethode auf einem Minimum gehalten.

3.1 Hydraulischer Grundbruch

Die Berechnung der Sickerströmungsverhältnisse der Baugrube wurde mit Hilfe von Sickerströmungsnetzen durchgeführt und

Bild 15. Das Bauareal; Arbeiten an der Umschliessungswand



ergänzt mit den Angaben von J. McNamee, «Géotechnique», Dezember 1949, welche ebenfalls auf Sickerströmungsnetzen beruhen. Für die Konstruktion der Sickerströmungsnetze hat man in erster Annäherung einen homogenen Baugrund angenommen und insbesondere die Durchlässigkeit in horizontaler wie in vertikaler Richtung bis in grössere Tiefe als gleich vorausgesetzt.

Speziell waren die Einflüsse der Baugrubenbreite und der Spundwände auf die Sickerströmung zu untersuchen. Bei der Festlegung der Druckhöhe musste ein möglicher Rückstau des Sickerwassers ausserhalb der Baugrube infolge der leichten Hanglage berücksichtigt werden.

Aus den Darlegungen geht hervor, dass zur Dimensionierung der Baugrube auf Grundbruch das geotechnische Profil des Baugrundmaterials, seine Durchlässigkeit und der maximale Wasserdruck in verschiedenen Schichtprofilen massgebend sind. Für den uns hier interessierenden Fall waren wohl die Daten zur Berechnung der Spundwand in erster Annäherung bekannt. Für die Festlegung der Einbindetiefe gegen hydraulischen Grundbruch waren jedoch die verkehrsreiche Lage des Bauareals, seine leichte Hanglage und das Material des Baugrundes mitentscheidend. In den Bildern 16a und 16b ist die erforderliche Einbindetiefe für den Sicherheitsgrad $F \sim 2$ gegen Grundbruch,

bezogen auf den Austrittgradienten, eingezeichnet. Die unterschiedlichen Einbindetiefen ergeben sich aus der Sickerströmungskonzentration infolge der Baugrubenbreite bzw. der Baugrubenecken (Bild 16). Die hier eingezeichnete Tiefe, gerechnet mit der Sicherheit $F \sim 2$, ist nur als Vergleich zur ausgeführten Einbindetiefe dargestellt. Ebenfalls ist die Einbindetiefe gegen hydraulischen Grundbruch auf Grund der Faustregel (mittlerer Gradient längs dem kürzesten Sickerweg) für eine Sicherheit $F \sim 4$ dargestellt. Die Abweichungen der ermittelten Längen der beiden Berechnungen ist auffallend. Dass die Sicherheit nur in Zusammenhang mit ihrer Definition eine Aussage erlaubt, sei hier nur am Rande vermerkt. Trotz der grossen verlangten Sicherheit von $F \sim 4$ bei der Faustregel ergibt diese Dimensionierung eine knapp genügende effektive Sicherheit bei schmalen Baugruben oder Baugrubenecken. Die Erhöhung der Sicherheit hätte eine kostspielige Verlängerung der Spundwand zur Folge gehabt. Es war somit angezeigt, die Sicherheit durch andere Massnahmen zu erhöhen.

3.2 Anordnung von Entlastungsdrains

Theoretisch kann das Potentialfeld in einer umpundeten Baugrube nur durch Änderung der Randbedingungen der Kontinuitätsgleichung beeinflusst werden. In Bild 17 ist zur Veranschaulichung rechts das Sickerströmungsbild der Baugrube mit der Umpundung und links als Gegenüberstellung das durch Drains erzwungene Sickerströmungsbild dargestellt. Das Sickerströmungsbild ist für eine Baugrubenbreite von 33 m mit einer Wasserspiegeldifferenz von 15,5 m untersucht worden. Wie das Bild zeigt, wird durch die Erstellung von Entlastungsdrains in Spundwandnähe das Sickerströmungsbild sehr stark beeinflusst. Die Sickerlinie in der Nähe der Spundwand wird zur Potentiallinie, und im dadurch entstehenden Sickerströmungsnetz wird der Strömungsdruck in Richtung der erzwungenen Potentiallinie abgebaut. Der Einfluss eines Drains auf die Grundbruchsicherheit ist sofort sichtbar. Weiter erkennt man aber auch den unterschiedlichen Abbau des Potentials oder des Strömungsdruckes in beiden Fällen; während, wie auf der rechten Seite der Figur ersichtlich, bei der umpundeten

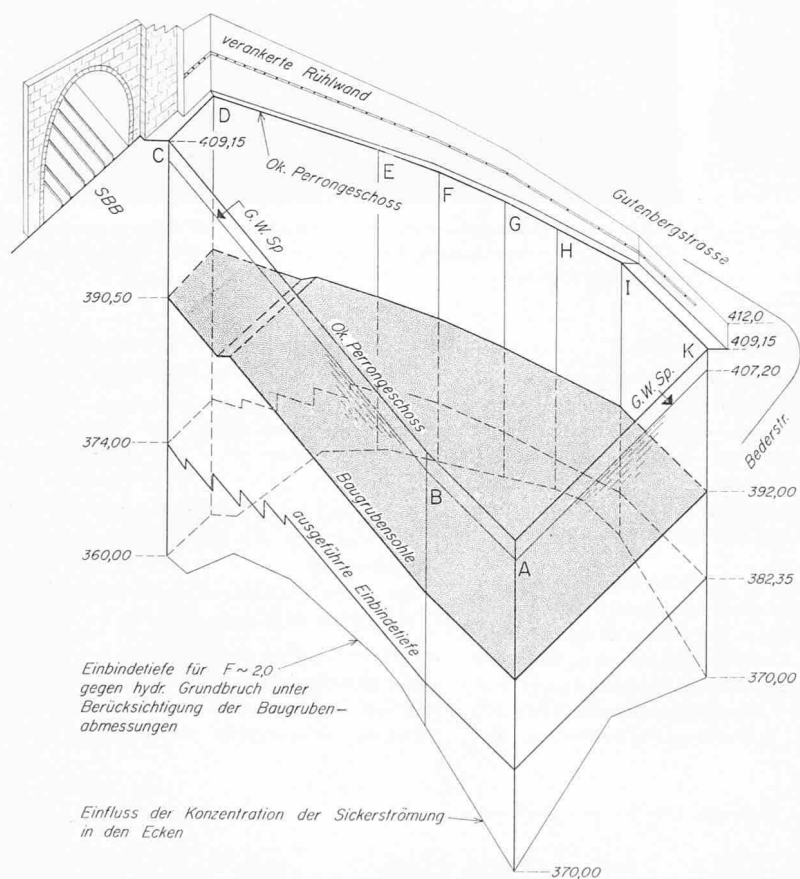


Bild 16a. Blockdarstellung der Baugrube mit Einbindetiefen der Umschliessungswand und Baugrubensohle. Massstab 1:900

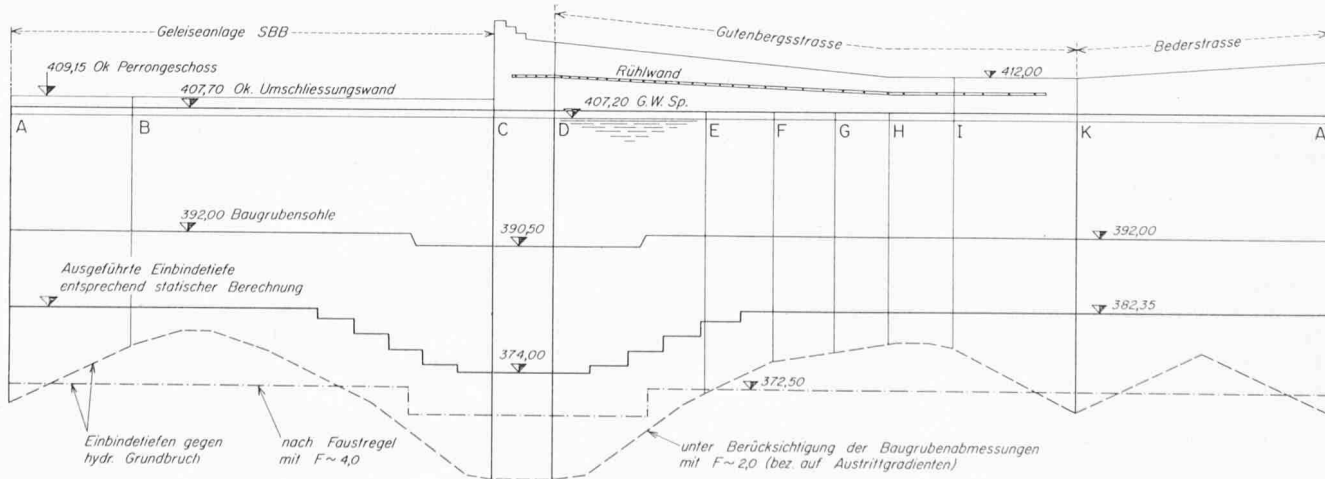


Bild 16b. Abwicklung der Umschliessungswand mit Geländekoten. Gegenüberstellung der Ergebnisse zweier Grundbruchberechnungen. Massstab 1:1000

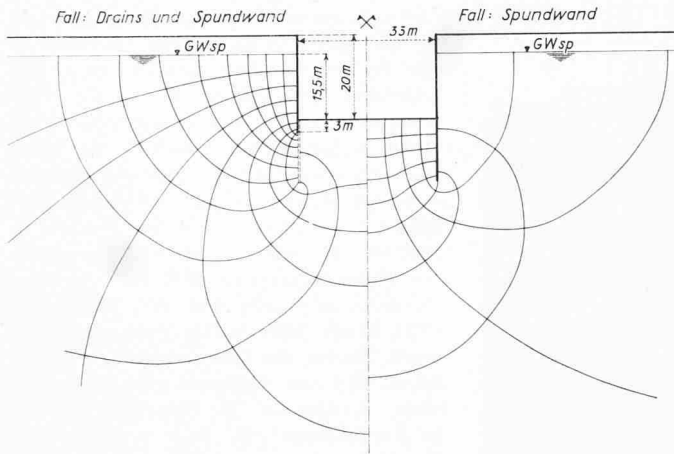
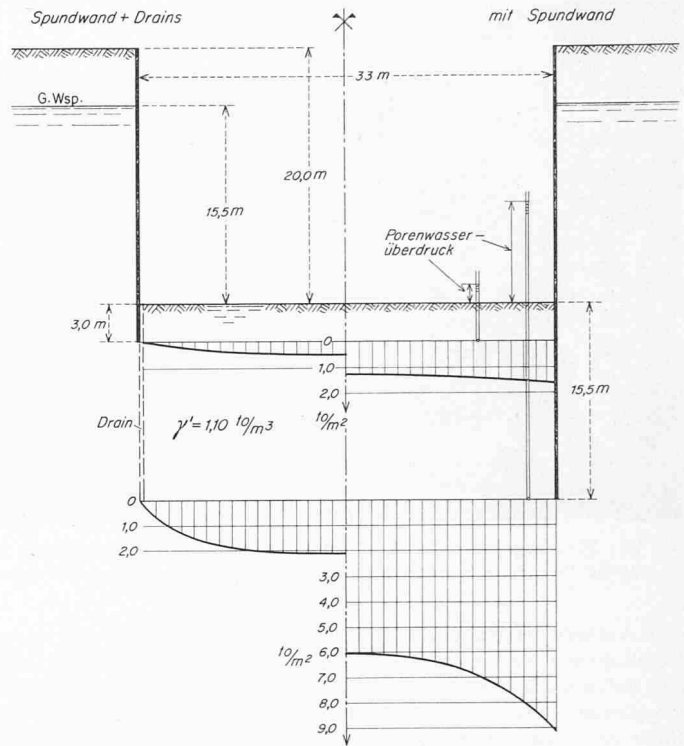


Bild 17. Schnitt Mstb. 1:600 durch die Baugrube. Rechts auf dem Bilde Sickeretz für Einbindetiefe gleich der Wasserspiegeldifferenz; links Sickeretz für kurze Einbindetiefe (im Beispiel 3 m) und Entlastungsdrain

Rechts:

Bild 18. Porenwasserüberdrücke aus den Sickeretzen gemäss Bild 17 in 3 m bzw. 15,5 m Tiefe unter Baugrubensohle



Baugrube der Strömungsdruck zum grössten Teil innerhalb der Baugrube sich abbauen muss und dadurch auch die Grundbruchgefahr hervorruft, wird, wie die Figur auf der linken Seite zeigt, als Folge der durch die Drains erzwungenen Sickerströmung der Strömungsdruck fast gänzlich ausserhalb der Grube abgebaut. Der durch die Drains verkürzte Sickerweg, d. h. die Erhöhung des hydraulischen Gradienten, hat einen grösseren Wasseranfall zur Folge. Bei der geringen Durchlässigkeit des Untergrundes fällt jedoch die daraus resultierende grössere Pumpwassermenge nicht ins Gewicht.

Die Wirkung des Entlastungsdrains auf die Sickerströmung und damit auf die Sicherheit gegen Grundbruch wird deutlich in Bild 18. Hier ist der Porenwasserüberdruck für die beiden diskutierten Fälle in 3 m bzw. 15,50 m Tiefe aufgetragen. Während für den normalen Fall mit Spundwand in 3 m wie in 15,50 m Tiefe eine Sicherheit gegen Grundbruch von $F \sim 2$ resultiert, steigt die Sicherheit durch den Einbau von Entlastungsdrains auf $F \sim 7$, und zwar für beide Tiefen, d. h. in 3 m und 15,5 m Tiefe. Im Beispiel ist die Einbindetiefe der Spundwand in Kombination mit dem Entlastungsdrain zu 3 m gewählt.

Eine Verlängerung der Spundwand hat keinen spürbaren Einfluss auf die Sicherheit, solange der Drain genügend über die Spundwandtiefe hinaus ragt.

Der Abbau der Potentialdifferenz zwischen dem äusseren Grundwasserspiegel und dem abgesenkten Wasserspiegel in der Baugrube belastet den Untergrund in Richtung der Sickerströmung. Da die Strömungsverhältnisse in den beiden betrachteten Fällen verschieden sind, müssen es auch die ausgeübten Kräfte sein.

Der aus dem Strömungsdruck entstehenden Belastung des Bodens ausserhalb der Baugrube wirkt die Entlastung durch

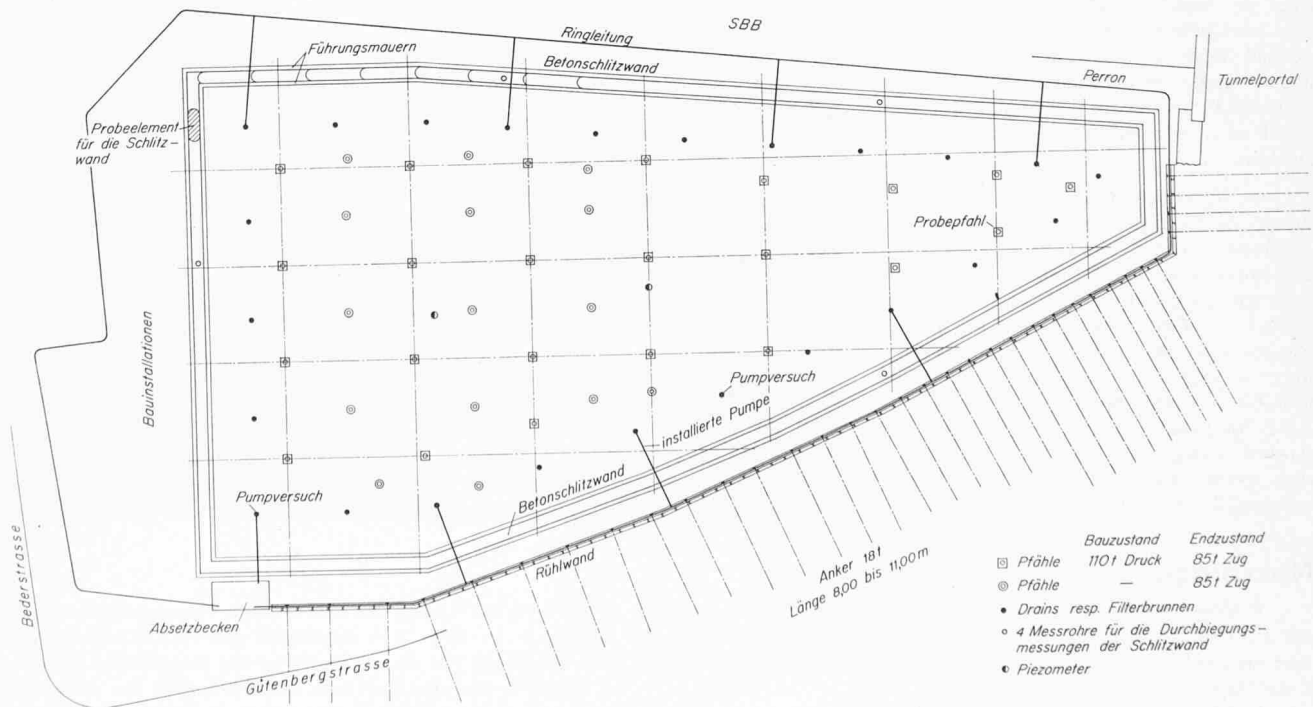


Bild 21. Grundriss des Baureals, Massstab 1:500

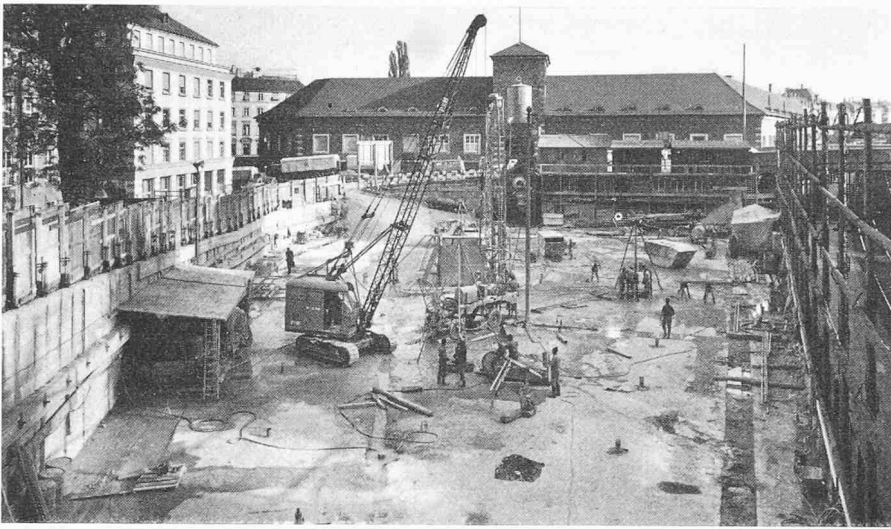


Bild 19. Blick gegen Bahnhof Enge. Umschliessungswand erstellt. Reihen der Entlastungsdrains als Stützen sichtbar. Seite Gutenbergstrasse (links im Bilde) verankerte Rühlwand

den Aushub der Baugrube entgegen. Der Vergleich der Spannungen aus diesen beiden Belastungsänderungen zeigt, dass in der umspundeten Baugrube diese beiden Einflüsse sich fast die Waage halten. In der Baugrube mit Entlastungsdrains, bei welcher die Belastung ausserhalb der Baugrube aus der Sickerströmung grösser ist als in jener, treten dagegen zusätzliche Belastungen in diesem Bereich auf. Infolge der erzwungenen Strömung gegen den Drain hin treten die zusätzlichen, vertikalen Spannungen aber erst im grösseren Abstände von der Baugrube auf.

Diese Abschätzung der Einflüsse zeigt, dass im speziellen Falle des Neubaus der PTT Enge kaum mit Setzungen zu rechnen war, so dass die theoretischen Überlegungen zur Dimensionierung der Spundwand gegen Grundbruch mittels Entlastungsdrains zur Anwendung gelangen konnten. Die Einbindetiefe der Wand konnte gegenüber der herkömmlichen Lösung beträchtlich verkleinert werden. Sie wurde weitgehend durch die statische Berechnung der abgespriessten Baugrube bestimmt. Die ausgeführte Einbindetiefe der Umschliessungswand ist in den Bildern 16a und b eingezeichnet.

Zur sicheren Entlastung des Strömungsdrucks in der Baugrube wurden 24 Drains ausgeführt. Die Tiefe beträgt 15 m unter Fundamentkote. Die Drains sind als Filterbrunnen ausgeführt, so dass sie je nach Bedarf zur Grundwasserabsenkung in der Baugrube durch Einsetzen von Pumpen benutzt werden konnten oder der Kontrolle des Grundwasserspiegels dienen. Durch diese Anordnung wurde erwartet, dass der Aushub weitgehend maschinell vorgenommen werden könne. In Bild 21 ist die Anordnung der Drains bzw. der Filterbrunnen

dargestellt. Zur Kontrolle des Grundwasserspiegels sind zusätzlich zu den Drains noch Piezometer versetzt. Zur Beobachtung der Betonschlitzwand während des Aushubes sind Messrohre für die Durchbiegungsmessungen versetzt worden. Diese Ergebnisse sind Gegenstand der Arbeit von G. Amberg. Auf der Seite der Gutenbergstrasse ist das Bauareal über dem Perrongeschoss durch eine verankerte Rühlwand abgestützt, die ebenfalls im Bild 21 dargestellt ist.

4. Baugrubenabspriesung

Wie Ing. W. Streich in seinem Aufsatz dargelegt hat, ist im Betriebszustand der

Auftrieb grösser als das Gesamtgewicht des Gebäudes, so dass dieses zusätzlich in den Boden verankert werden muss. Die Auftriebskräfte müssen durch die Umschliessungswand und zusätzliche Zugpfähle aufgenommen werden. Aus technischen Gründen war es angezeigt, die notwendigen Zugpfähle zur teilweisen Aufnahme des Auftriebes vor dem Aushub zu erstellen. In Bild 21 ist die Anordnung der Pfähle angegeben. Während des Bauzustandes wird ein Teil der Pfähle auf 110 t Druck belastet. Im Endzustand dagegen beträgt die Beanspruchung für alle Pfähle 85 t Zug. Dadurch war es gegeben, dieses Bauelement mit dem Spriesssystem zu kombinieren. Es liegt nun auf der Hand, die einzelnen Decken, indem diese von oben nach unten eingezogen und von den Pfählen getragen werden, als Spriessung zu verwenden (siehe dazu Bild 8).

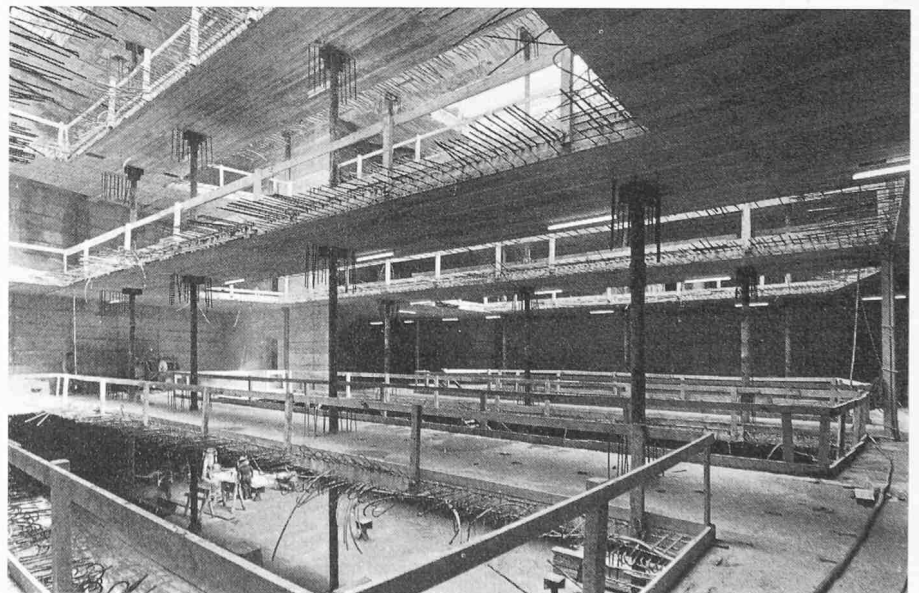
Schlussbemerkung

Die hier zum Teil neu beschrittenen Wege verlangten eine enge Zusammenarbeit zwischen dem geotechnischen Berater und dem projektierenden Ingenieur. Dank der Unterstützung von Prof. G. Schnitter, Direktor der VAWE, und der Bauinspektion in Zürich ist diese Bauausführung erst ermöglicht worden. Die neue Lösung zeigt beträchtliche Einsparungen an der Baugrubenumschliessung, trotz einer wesentlichen Erhöhung der Sicherheit der Baugrube.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. Jachen Huder, dipl. Bau-Ing., VAWE, 8006 Zürich, Gloriastrasse 39.

Schluss folgt

Bild 23. Fundamentplatte der äusseren Wanne betoniert, vor den Isolationsarbeiten. Köpfe der reinen Zugpfähle aus der äusseren Wanne herausragend



Nekrologe

† **Alfred Kleiner.** Ein aufrechter Mann hat uns verlassen. In der Frühe des 6. Sept. 1968 verschied unerwartet Alfred Kleiner, eine verdiente, in weiten Kreisen der Elektrotechnik bekannte Persönlichkeit.

Geboren am 7. März 1890, wuchs er in einem gepflegten Elternhaus auf. Sein Vater, ursprünglich Arzt, war Professor für

Physik an der Universität Zürich und ein ausgezeichnete Experimentator. Er hatte sich nachhaltig und mit Erfolg eingesetzt für die Schaffung der ersten Professur für theoretische Physik an der Universität und die Besetzung derselben 1909 mit Albert Einstein.

Der junge Kleiner wählte, seiner Begabung und Neigung entsprechend, den Beruf eines Elektroingenieurs. Sein Lehrer in Elek-