

Das PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge. 1. Projektierung und Bauausführung

Autor(en): **Streich, W.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

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

Heft 41

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70157>

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.

Das PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge

DK 725.16

Heute sind Wohn- und Geschäftshäuser sowie Untergrundbahnstationen mit mehreren Untergeschossen in der städtischen Agglomeration an der Tagesordnung. Wirtschaftliche und risikofreie Baumethoden für die Ausführung der dadurch bedingten tiefen Baugruben sind gesucht. In einer Folge von vier Aufsätzen soll daher die 20 m tiefe Gründung mit 16 m hohem Grundwasserspiegel des PTT-Baues in Zürich-Enge behandelt werden. Dabei werden im ersten Aufsatz von *W. Streich*, dipl. Ing. ETH, Schubiger Ingenieure, Zürich,

die Probleme aus der Sicht des projektierenden Bauingenieurs beschrieben, Ing. Dr. *J. Huder*, VAW Zürich, berichtet in einem weiteren Aufsatz von den bodenmechanischen Untersuchungen der Baugrubenumschliessung und den speziellen Fundationsproblemen, *G. Amberg*, dipl. Ing. ETH, VAW Zürich, erläutert die Durchbiegungsmessungen der Schlitzwand, und in einem vierten Beitrag behandelt *C. Racine*, dipl. Ing. ETH, Swissboring Zürich, die Ausführung der speziellen Tiefbauarbeiten wie Schlitzwand, Tubfixanker

und Filterbrunnen. Bauherr und Oberbauleitung des PTT-Neubaus Zürich-Enge ist die Schweizerische Eidgenossenschaft, vertreten durch die Bauinspektion IV in Zürich mit Bauinspektor *M. Bögli* und Adjunkt *M. Wettstein*. Die Bauinspektion besorgte auch die örtliche Bauleitung der Rohbauarbeiten des Hochbaues sowie aller Ausbauarbeiten. Die Projektverfasser des PTT-Neubaus sind Architekt *Fritz Metzger*, BSA SIA, Zürich, und die Architekten *Casetti und Rohrer*, Zürich.

I. Projektierung und Bauausführung

DK 624.15

Von *W. Streich*, dipl. Ing. ETH, Schubiger Ingenieure, Zürich

1. Einleitung

Das PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge wird durch die Bederstrasse, die Gutenbergstrasse und die SBB-Gleise begrenzt. Es setzt sich zusammen aus einem sechsgeschossigen Kopfbau an der Bederstrasse (mit einem Postamt und mit Büro für den Baudienst der Telephondirektion Zürich) und aus einem Seitentrakt längs der Gutenbergstrasse (mit Verstärker- und Fernamtsausrüstungen in den Untergeschossen und mit Telephon-Ortszentralen in den Obergeschossen).

Die Untergeschosse reichen rund 20 m unter die Oberfläche des natürlichen Geländes, wobei der Grundwasserspiegel rund 16 m über der tiefsten Gebäudekote liegt. Der Bauherr verlangt für die Verstärker- und Fernamtsausrüstungen in den Untergeschossen absolut trockene Räume. Die erwähnten Bedingungen des Baugeländes und des Bauherrn erfordern eine wasserdichte Wanne mit elastischer Grundwasserisolation.

Um die Grundrissflächen möglichst gut auszunutzen, sind die Decken des Perrongeschosses und des 1., 2. und 3. Untergeschosses als Flachdecken ausgebildet. Das 4. Untergeschoss enthält die Diesel-, Trafo-, Batterie-, Luftschutzräume usw.; dieses ist daher durch Längs- und Querwände stark unterteilt.

Die tiefe Baugrube im Grundwasser neben der stark befahrenen SBB-Stationsanlage Zürich-Enge verlangte für die Ausführung eine risikofreie Baumethode. Sie besteht darin, dass die Eisenbetondecken der Untergeschosse von oben nach unten entsprechend dem Aushubfortschritt eingezogen wurden. Genügend grosse Aussparungen in den Decken dienten für den Aushub, den Zutransport von Baumaterial und die natürliche Belüftung der Baugrube. Die für den Aushub hinderliche Stahl-

oder Holzspriessung konnte so vermieden werden. Neben dieser für die Ausführung gewählten Baumethode wurden auch andere Verfahren auf ihre Eignung und Kosten untersucht. Die heute oft verwendete Rückverankerung der Schlitzwand durch vorgespannte Injektionsanker hat sich im Falle der PTT Enge als zu teuer erwiesen. Ebenso ist in der Submission die konventionelle Stahlsprissung der Schlitzwand aus Kostengründen ausgeschieden.

Für den Entwurf eines baureifen und wirtschaftlichen Projektes waren ausge dehnte bodenmechanische Untersuchungen notwendig. Diese werden in einem näch-

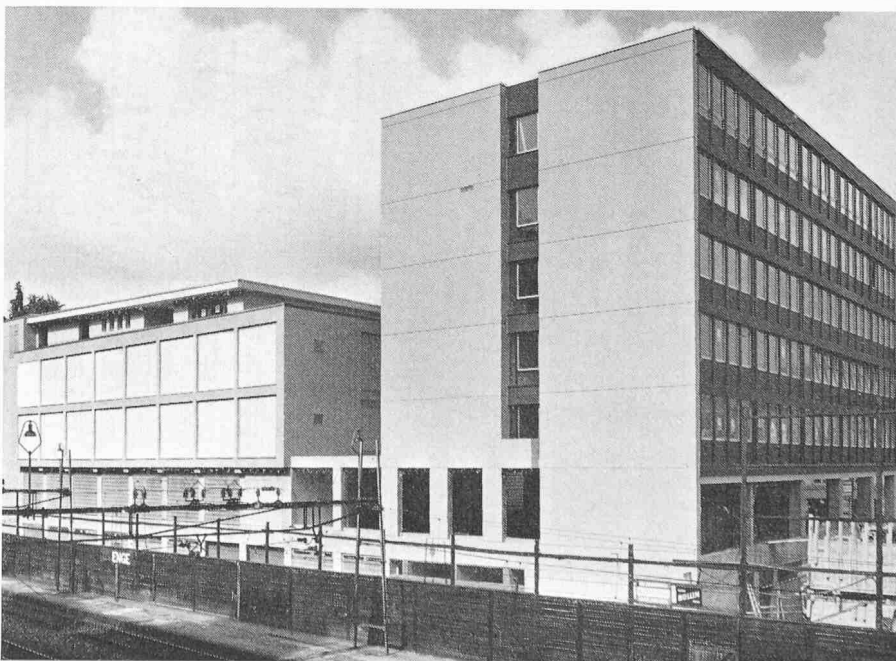
sten Artikel von Dr. *J. Huder*, Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau an der ETH, behandelt. Diese Untersuchungen kosteten 55 000 Fr. Auf Grund derselben konnte die Schlitzwand infolge geringerer Wandlänge gegenüber dem Vorprojekt um 590 000 Fr. billiger ausgeführt werden. Die bodenmechanischen Untersuchungen erlaubten somit, 535 000 Fr. einzusparen.

2. Baugrube der fünf Untergeschosse

2.1. Baugrube oberhalb der SBB-Gleise

Die 4 bis 6 m hohe Baugrubenwand Seite Gutenbergstrasse wurde als Rühlwand ausgeführt und mit angespannten

Bild 1. PTT-Betriebsgebäude, Ansicht von der Perronseite



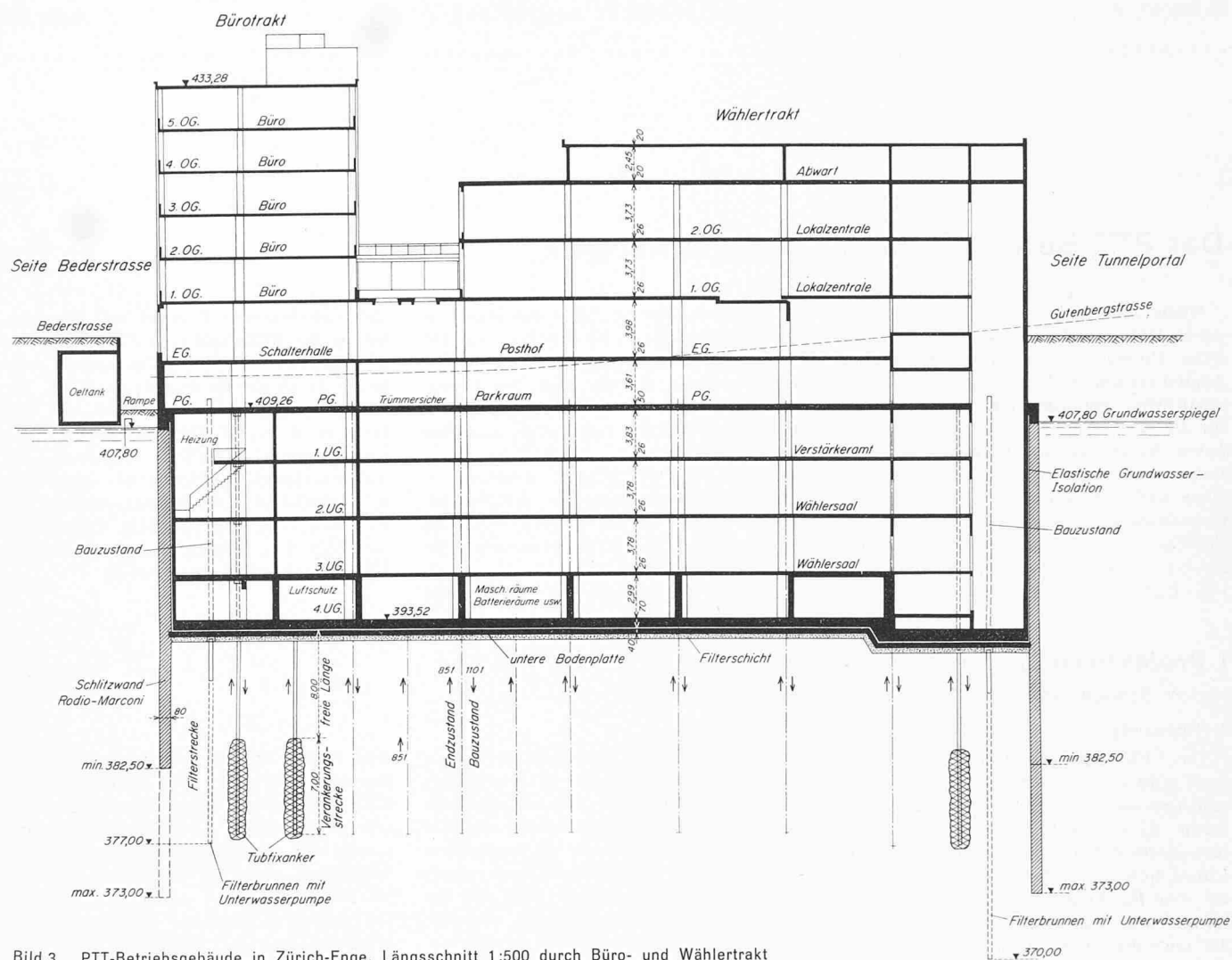


Bild 3. PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge, Längsschnitt 1:500 durch Büro- und Wählertrakt

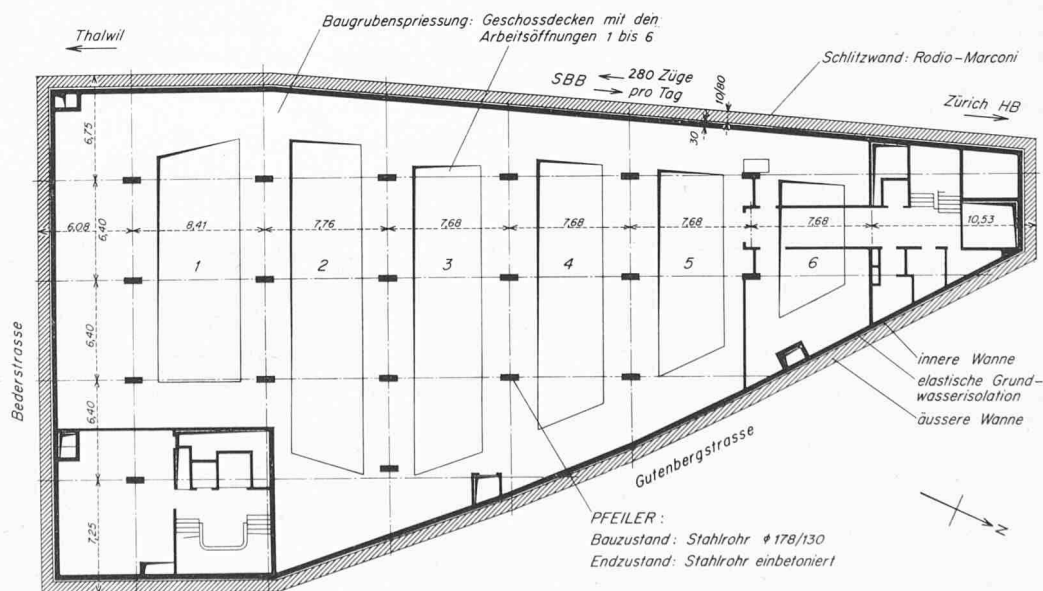


Bild 4. Grundriss 1:500 des dritten Untergeschosses. Baugrubenspriessung: Geschossdecken mit Arbeitsöffnungen 1 bis 6

Bilder 3, 10, 11 und 12 Photos Ernst Koehli, Zürich; Bilder 5, 9 und 13 Photos Erwin Brügger, VAW

Erdankern abgestützt. Dadurch wurde die arbeitshindernde Spriessung in der Baugrube hinfällig.

2.2. Baugrube unterhalb der SBB-Gleise

Als Baugrubenabschluss (Kote 409.30 bis 392.00 bzw. 390.50) dient eine 80 cm starke Betonschlitzwand, welche durch die

Firma Swissboring Zürich nach dem Verfahren Rodio Marconi ausgeführt wurde.

Um den Einbau einer teuren und aufwendigen Holz- und Stahlspriessung zur Abstützung der Spundwand im Bauzustand zu ersparen, wurden, wie bereits erwähnt, als Spriessung die Eisenbetondecken der

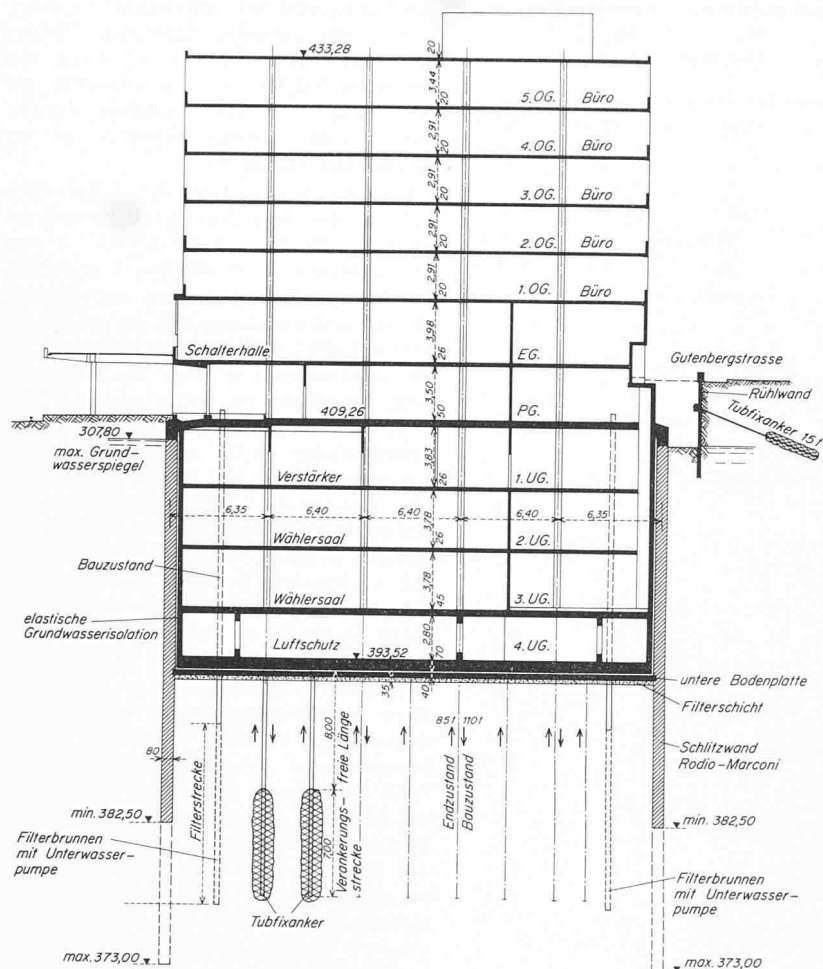


Bild 2. PTT-Betriebsgebäude Zürich-Enge, Querschnitt 1:500 durch Bürotrakt

Untergeschosse verwendet. Dies bedingte ein stockwerkweises Ausheben und Betonieren der Untergeschossdecken sowie Aufziehen der Grundwasserisolierung bzw. Betonieren der Innenwände der Wanne von oben nach unten. Während des Bauzustandes wurden in den Decken Aussparungen für den Aushub und das Einbringen von Schalung, Armierung und Beton, sowie zur natürlichen Lüftung offen gelassen. Zur Abstützung der Betondecken wurden vor dem Aushub auf Höhe des Perrongeschosses Stahlpfähle in den Boden getrieben. Da diese im Endzustand als Ankerpfähle arbeiten, sind die Mehrkosten für den Bauzustand unbedeutend. Entlang der Spundwand werden die Decken an den Innenwänden der Wanne aufgehängt.

Das Eigengewicht des Gebäudes reicht nicht aus, um die Auftriebskraft auszugleichen. Es verbleibt ein Rest von 9000 t, der durch Mantelreibung an der Spundwand und deren Eigengewicht sowie durch Ankerpfähle aufzunehmen ist. Dank der vielen Querwände im 4. Untergeschoss kann der Auftrieb als Druck auf die innere Wanne abgeleitet werden. Durch einen Verbindungsriegel an der Krone der Betonschlitzwand auf Höhe des Perrongeschosses wird der Auftrieb als Zug auf die Spundwand übertragen. Die Grösse des durch die Schlitzwand aufzunehmenden

Auftriebes wird begrenzt durch die Tragfähigkeit der Querwände im 4. Untergeschoss. Aus diesem Grunde sind 3230 t Auftrieb durch 38 in der Bodenplatte der

inneren Wanne verankerte Zugpfähle mit je 85 t Ankerkraft aufzunehmen. Die zur Abstützung der Decken im Baustand erstellten 23 Stahlpfähle gehören im Endzustand ebenfalls zu den 38 Zugpfählen.

Die Einbindetiefe der Spundwand ermöglichte einen Aushub bis auf Kote 398 m ü. M. mit genügender Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Unterhalb dieser Kote waren vertikale Sanddrains einzubauen. Aus arbeitstechnischen Gründen wurden diese auf der Höhe des Perongeschosses, der Arbeitsplattform für die Schlitzwandarbeiten, gebohrt. Der Aushub mit Trax erforderte ferner einen unter das jeweilige Arbeitsniveau abgesenkten Grundwasserspiegel. Es war daher gegeben, die Sanddrains zugleich als Filterbrunnen mit Unterwasserpumpen auszubilden.

2.2. Spundwand

Für die Einbindetiefe der Spundwand sind drei Kriterien massgebend:

- a) Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch,
- b) Sicherheit gegen mechanischen Grundbruch,
- c) aus statischen Gründen notwendige Einbindetiefe im Bauzustand.

In Bild 16b, Aufsatz von Dr. J. Huder, ist die Abwicklung der Spundwand aufgezeichnet. Daraus ist ersichtlich, dass im Abschnitt Richtung Bederstrasse die Einbindetiefe durch die notwendige Einspannung bestimmt wird, während im Abschnitt Richtung Tunnelportal die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch für die Tiefenmassegebend ist.

Die statische Beanspruchung der Spundwand im Bauzustand verlangte eine Stärke von 80 cm. Der Preisvergleich zwischen einer 60 cm und einer 80 cm starken Wand zeigte zudem, dass die 80-cm-Wand billiger ist. Die Aushubkosten pro m² Wandfläche

Bild 5. Übersicht über die Baustelle. Aushub im ersten Untergeschoss beendet. Links verankerte Rühlwand

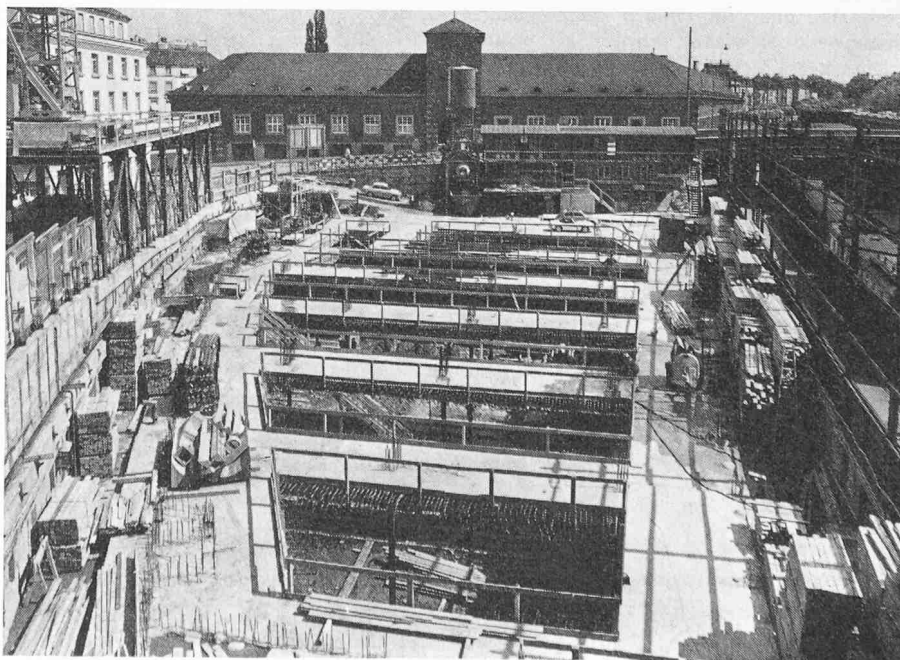


Tabelle 1. Momente in der Spundwand

Aushub bis Tiefe	Unterster Ersatzbalken gerechnet	Unterster Ersatzbalken gemessen	M_{max} gerechnet	M_{max} gemessen	M_{min} gerechnet	M_{min} gemessen	
t	m	m	mt	mt	mt	mt	
— 17,61	6,40	5,10	+ 37	+ 58,00	—	—	Rohr 1
— 19,48	7,00	—	+ 45,0	+ 55	—	—	
— 17,61	6,70	7,00	+ 32,6	+ 37,00	— 46	— 22	Rohr 3
— 19,48	7,40	6,20	+ 49	+ 61,00	— 66,6	— 74	
— 17,61	6,70	6,20	+ 43,00	+ 68,00	— 44,5	— 68	Rohr 4
— 19,48	7,00	6,50	+ 51,00	+ 55	— 61,0	— 62	

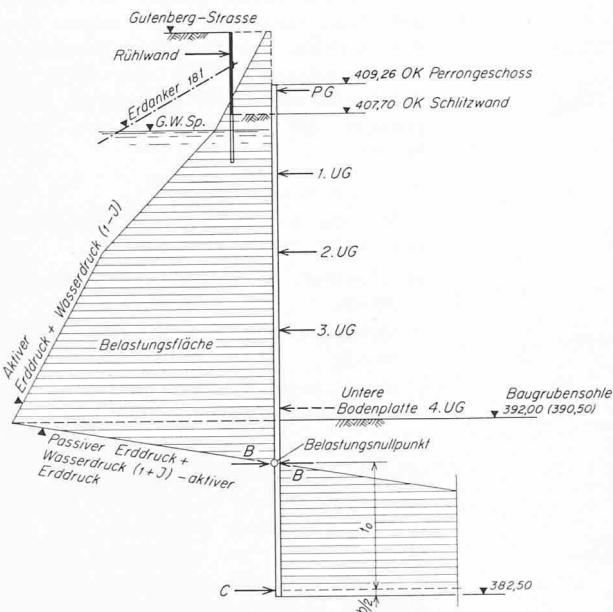


Bild 6. Belastungsfigur für die statische Berechnung der Schlitzwand. Massstab 1:400

waren in beiden Fällen praktisch die selben, während bei der 80-cm-Wand die Minderkosten infolge geringerer Armierung die Kosten an Mehrbeton gegenüber der 60-cm-Wand überwiegen.

Die Berechnung der Spundwand wurde nach dem Ersatzbalkenverfahren von Blum durchgeführt, welches für die einfach abgestützte und im Boden eingespannte Spundwand entwickelt wurde. Die beiden wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchung lauten: a) Der Momentennullpunkt für volle Einspannung der Spundwand im Boden liegt ungefähr auf Höhe des Nullpunktes der Belastungsfläche (Additions-

nullpunkt); b) t_0 kann bestimmt werden aus $M_c = 0$, woraus folgt

$$t_0 = \sqrt{\frac{6B}{\left(\frac{1}{m} \lambda'_{pH} - \lambda'_{aH}\right) \gamma_e}}$$

Bei der Baugrubenumschliessung der PTT Zürich-Enge liegt nun je nach Bauzustand eine einfach bis vierfach abgestützte Spundwand vor. Die Berechnung nach Blum wurde daher auf Grund der beiden Ergebnisse a) und b) erweitert. Die zulässige Spannung in der Schlitzwand-

armierung (Stahl: Box Ultra) wurde für den Bauzustand auf 3200 kg/cm² begrenzt. Diese hohe zulässige Spannung erlaubte die Wand wirtschaftlich zu armieren, insbesondere konnten so die Gewichte der Armierungskörbe klein gehalten werden, was für den Einbau derselben in der Schlitzwand wichtig ist.

Um die Bewegungen der Schlitzwand während des Abteufens der Baugrube unter Kontrolle zu halten, wurden an vier Stellen Messrohre in die Wand eingebaut. Diese Kontrolle war um so notwendiger, als bei bodenmechanischen Berechnungen trotz gründlichen Bodenuntersuchungen für die Bodenkennwerte und für die Rechnung Annahmen zu treffen sind, die kleinere oder grössere Unsicherheiten aufweisen. Daher ist bei solchen Berechnungen nicht so sehr der Dezimalstelle nach dem Komma als dem Entwickeln des statischen Modells, das der Wirklichkeit am nächsten kommt, die grösste Aufmerksamkeit zu schenken. Dabei ist es wichtig, den Einfluss der verschiedenen Annahmen durch Variieren der Bodenkennwerte und des statischen Modells (z. B. Einspannverhältnisse) rechnerisch zu verfolgen. Diese Vergleichsrechnungen erlauben am ehesten, zu erkennen, welchem Bodenkennwert und welcher Annahme in der Statik die grösste Bedeutung für das Dimensionieren der Schlitzwand zukommt. Die erwähnte Kontrolle der Schlitzwand war ferner bedingt durch die unmittelbar an die Baugrube anschliessende Gleisanlage des Bahnhofs Zürich-Enge, auf welcher täglich 280 Züge verkehren. Langsamfahrstrecken oder gar Verkehrsperren wegen Erdbewegungen infolge einer nachgebenden Schlitzwand wären also für die SBB katastrophal gewesen.

In Tabelle 1 sind die Momente in der Spundwand auf Grund der Berechnung bzw. der Durchbiegungsmessungen in den Rohren aufgezeichnet. Die vorhandenen Momente ergeben sich aus den Durchbiegungsmessungen auf Grund folgender Beziehungen:

$Y = f(t)$ = gemessene Durchbiegung als Funktion der Spundwandtiefe t

$Y' = f(t)$ = Neigungswinkel der gemessenen Biegelinie, als Funktion der Spundwandtiefe t aufgetragen

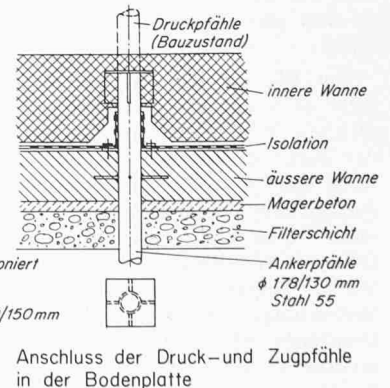
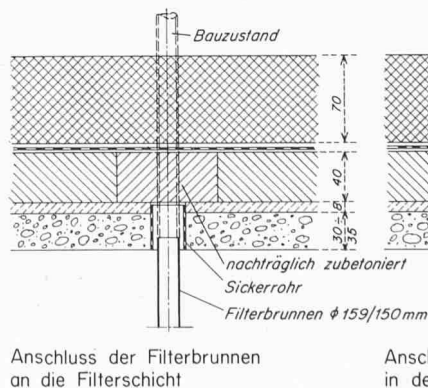
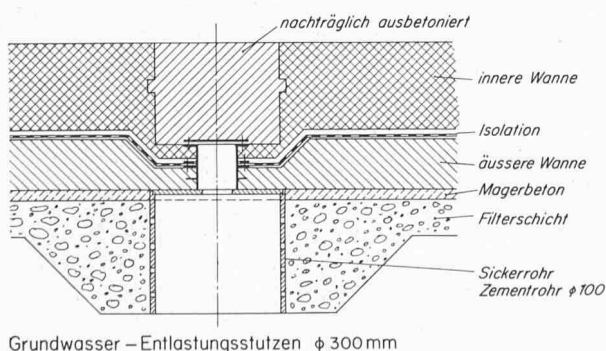
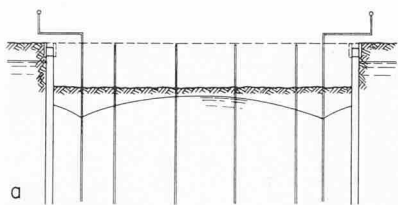
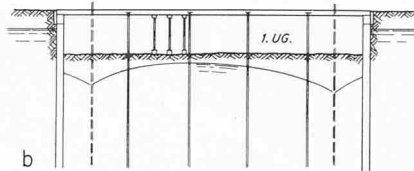


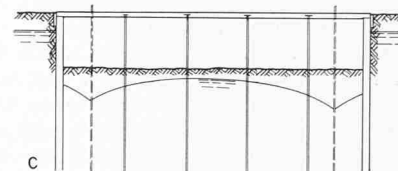
Bild 7. Einzelheiten von Anschlüssen in der Bodenplatte, Massstab 1:60



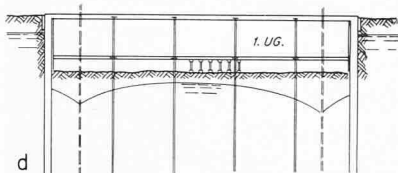
a) Erste Aushubetappe mit Ausbetonieren der Schlitzwand bis Kote 408.74



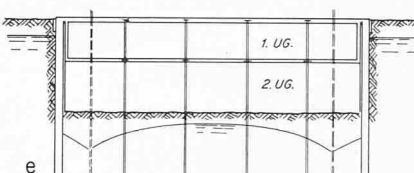
b) Spriessen und Schalen der Decke über 1. UG, Armieren und Betonieren der Decke



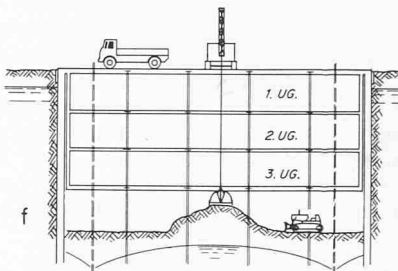
c) Zweite Aushubetappe bis unter Decke über 2. UG, Aufziehen der Grundwasserisolation



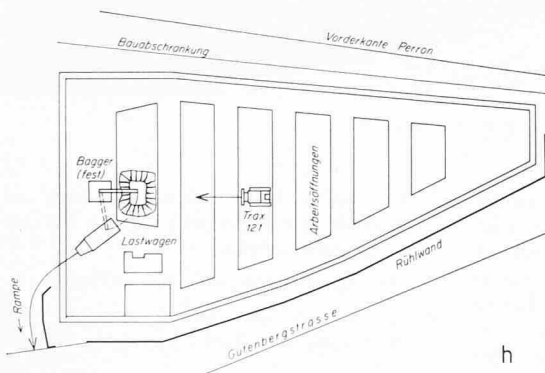
d) Schalen, Armieren und Betonieren der Decke über 2. UG



e) Betonieren der Wände im 1. UG, dritte Aushubetappe bis unter Decke über 3. UG, Aufziehen der Grundwasserisolation im 2. UG



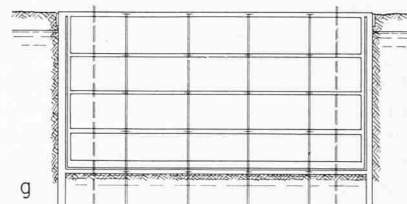
f) Betonieren der Wände im 3. UG, fünfte Aushubetappe bis Sohle 4. UG



h

Bilder 8a bis 8g. Arbeitsetappen für die Ausführung der vier Untergeschosse (= UG)

Bild 8h. Arbeitsvorgang, Grundriss-Schema



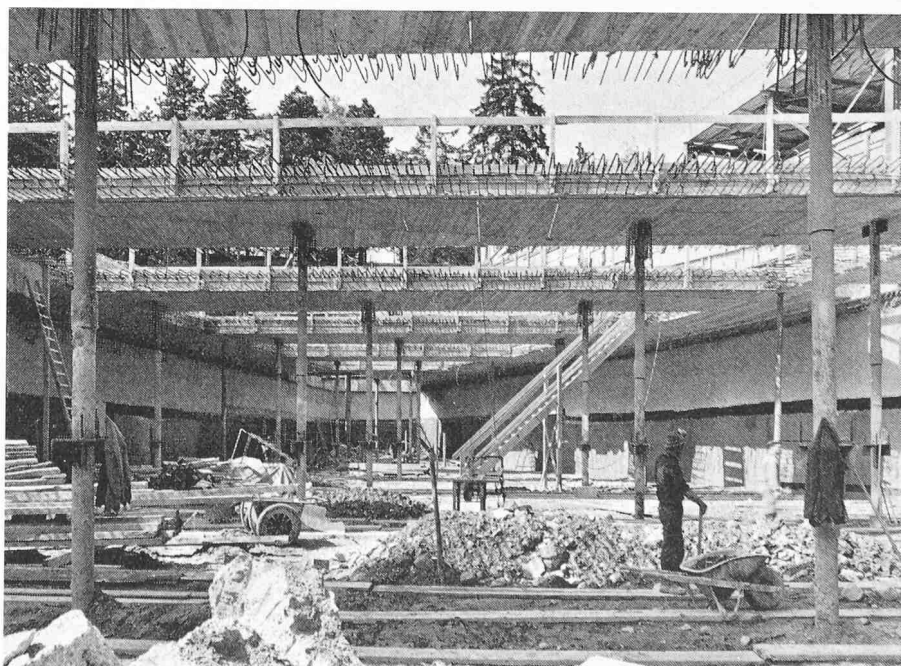
g) Einbringen der Filterschicht, Erstellen der Magerbetonunterlage, Betonieren des äusseren Wannenbodens, Grundwasserisolation auf äussere Wanne (horizontal und vertikal), Betonieren des inneren Wannenbodens, Betonieren der Wände im 4. UG

$$Y'' = f(t) = \frac{M}{EJ}, \text{ aus der Funktion (Kurve) } Y' \text{ bestimmt.}$$

Daraus lässt sich $M = Y'' EJ$ berechnen.

Beim Freilegen der Spundwand auf der Baugrubeninnenseite stellte man auf grossen Flächen ein Fehlen der vorgesehenen Betonüberdeckung von 8 cm der vertikalen Armierung fest. Es muss angenommen werden, dass diese teilweise auch auf der äusseren Seite fehlt. Je nach Annahme einer Wandstärke von 80 cm (volle Betonüberdeckung) oder 64 cm (Überdeckung fehlt beidseitig) variiert das zugehörige Trägheitsmoment und damit das aus den Durchbiegungen berechnete Moment in der Spundwand um + 37 % bzw. — 30 % gegenüber dem in der Berechnung berücksichtigten Mittelwert von 72 cm Wandstärke. Wird zusätzlich die Ungenauigkeit des Elastizitätsmoduls E beachtet, so weichen die aus den Durchbiegungskurven abgeleiteten Momente um rund 40 bis 50 % nach unten oder oben ab. Ähnliche Überlegungen gelten auch für die Bestimmung der Länge des Ersatzbalkens. In Anbetracht obiger Ausführungen ist die Übereinstimmung der gemessenen und gerechneten Werte überaus gut. Dabei sind auch die möglichen Abweichungen der vorhandenen und der angenommenen Erddruckverteilung zu berücksichtigen.

Bild 9. Aushub im ersten Untergeschoss beendet. Die Deckenabstützungen an den Stahlsäulen sind angeschweisst. Die Decke über dem 1. UG ist trümmersicher



2.3. Ankerpfähle

Wie unter 2.2 erwähnt, sind durch die 38 Ankerpfähle System Tubfix je 85 t Auftrieb, also total 3230 t aufzunehmen. Davon dienen 23 Pfähle im Bauzustand als provisorische Stützen der Kellerdecken mit je 110 t Druckkraft.

Die Stahlrohre der 23 Druck-Zug-Pfähle reichen im Unterschied zu den reinen Ankerpfählen bis auf die Höhe des Perrongeschosses. Entsprechend dem Aushub der Baugrube wurden für die Auflagerung der von oben nach unten eingebauten Decken Stahlkragen an die Stahlrohre der Druck-Zug-Pfähle angeschweisst. Nach Ausführung der Untergeschosse und vor dem Zubetonieren der Aussparungen in den Decken wurden die Stahlpfähle einbetoniert.

Ein Zugversuch bis 150 t wurde am Pfahl Nr. 24 durchgeführt, um die Tragfähigkeit der Pfähle zu kontrollieren.

2.4. Wasserhaltung

Um die notwendige Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch unterhalb Kote 398 m ü. M. zu gewährleisten, waren 24 vertikale Sanddrains notwendig. Als Filterbrunnen mit eingebauten Unterwasserpumpen dienten diese während des Aushubs zugleich zur Grundwasserabsenkung. Dank der gut funktionierenden Wasserhaltung ist es gelungen, den letzten Kubikmeter mit dem Trax auszuheben, was für die Aushubkosten und Aushubzeiten (Handaushub ist viermal teurer und langsam) ausschlaggebend war. Alle Filterbrunnen wurden für den Einbau von Unterwasserpumpen ausgebaut. Tatsächlich wurden jeweils nur soviel Pumpen eingebaut, wie dies für den Aushub in den einzelnen Etappen notwendig war; die übrigen Brunnen arbeiteten als Entlastungsdrains. Vor dem Aushub wurden in zwei Filterbrunnen Pump- und Anstiegversuche durchgeführt; die piezometrischen Wasserstände wurden dabei in den benachbarten Brunnen gemessen. Diese Versuche dienten zur Festlegung der Absenktiefe in den Filterbrunnen für die erste Aushubetappe und der zu erwartenden Fördermenge. Auf Grund dieser Messungen wurden für die erste Etappe in neun Filterbrunnen Pumpen eingebaut. Damit wurde eine Wassermenge von 30 l/min weggepumpt.

Während dem Aushub wurden in zwei Piezometern in Baugrubenmitte sowie in den Filterbrunnen ohne eingebaute Unterwasserpumpen die Wasserstände in der Baugrube laufend verfolgt. Entsprechend diesen Messungen konnte die Pumpenzahl und die Absenktiefe in den Brunnen für jede folgende Aushubetappe im voraus bestimmt werden. Dabei wurde festgelegt, dass der höchste Grundwasserspiegel in Baugrubenmitte im Minimum rund 50 cm unter der jeweiligen Baugrubensohle zu liegen habe, was in jeder Aushubphase erreicht worden ist. Aushubverzögerungen infolge ungenügend abgesenkten Wasserspiegels wurden so vermieden. Für den Aushub im vierten Untergeschoss wurden in 17 von 24 Filterbrunnen Unterwasserpumpen installiert; damit sind 100 l/min gepumpt worden.

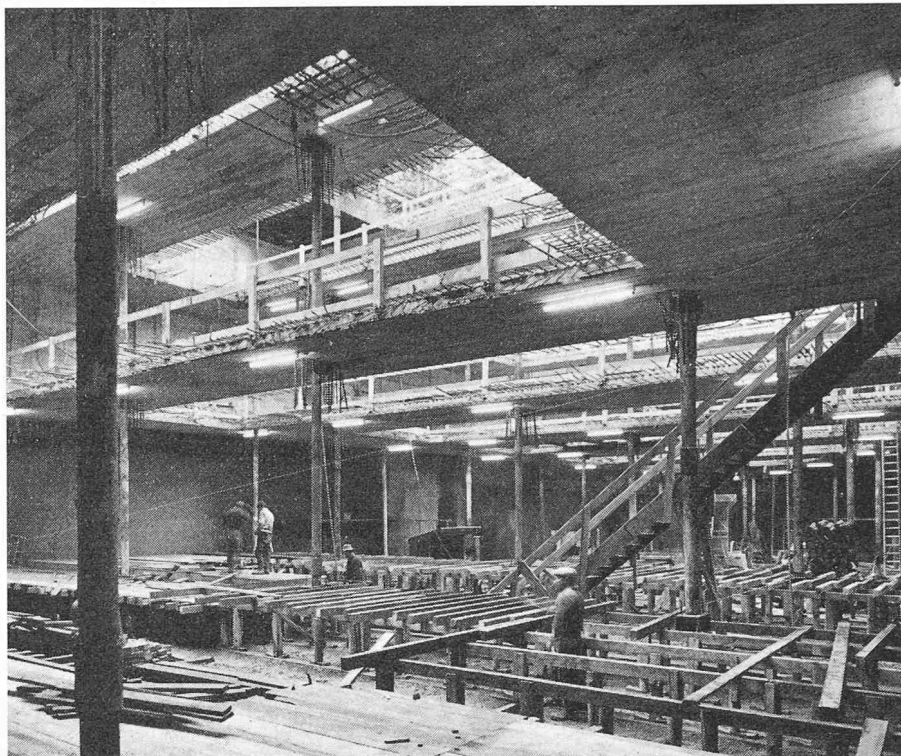


Bild 10. Schalen der Decke über dem vierten Untergeschoss

Nach völligem Aushub der Baugrube und Einbau der untern Bodenplatte wurden die Unterwasserpumpen ausgebaut. Die Baugrubensohle war nun genügend stabilisiert, um die vorhandenen Lasten aufzunehmen. Eine Filterschicht von 35 cm Stärke zwischen Baugrubensohle und UK untere Bodenplatte leitete das Grundwasser, welches teilweise direkt aus dem Boden, zum grössten Teil aber aus den Filterbrunnen infolge Überdruck anfiel, zu den vier Entlastungsstutzen, wo dieses mit Tauchpumpen weggeführt wurde. Das Niveau in den Stutzen stand so tief, dass der Boden des vierten Untergeschosses im Trockenen lag und insbesondere die Isolierung auf dem Wannenboden ohne druckhaftes Wasser ausgeführt werden konnte. Nach Abstellen der Unterwasserpumpen wurden im Mittel 60 l/min mit Tauchpumpen gefördert. Die Grundwasserabsenkung mit Tauchpumpen wurde in einem Entlastungsstutzen bis zur Fertigstellung des Rohbaues weitergeführt, da erst dann das notwendige Gegengewicht in Kombination mit den Ankerpfählen und der Betonschlitzwand zum Auftrieb vorhanden war.

2.5. Grundwasserisolierung

Die Forderungen der Bauherrschaft bezüglich Trockenheit der Innenräume und der vorhandene Wasserdruck von max. 16 m erforderten eine Wannenkonstruktion mit elastischer Grundwasserisolierung. Als Abdichtung wurden drei Lagen Bitumen-Jute-Dichtungsbahnen ausgeführt. Für die Konstruktion der Wanne und den beschriebenen Bauvorgang waren vom Standpunkt der Isolierung folgende Gesichtspunkte massgebend:

1. Die Isolierung ist allseitig von den festen Baukörpern zu umschliessen.

2. Es dürfen keine, nicht senkrecht zu ihrer Ebene gerichteten Kräfte auf sie übertragen werden.
3. Die Belastung muss stetig verlaufen.
4. Spundwand und Boden müssen zum Auftragen der Isolierung handtrocken sein.

Die 1. Forderung war durch die vorhandene Wannenkonstruktion erfüllt. Die 2. verlangte ein starres Verbinden der Spundwand mit der inneren Wanne, um gegenseitige Verschiebungen infolge Auftrieb zu verhindern, was durch den Betonriegel auf Höhe des Perrongeschosses erreicht wurde. Im Bauzustand wurden in diesem Riegel die Zugkräfte, herrührend von der Deckenaufhängung, als Druck auf die Spundwand übertragen. Die 3. Forderung, stetige Belastung auf die Isolierung, bedeutete, die Spriesskräfte gleichmässig auf die Isolierung abzugeben bzw. die grösste spezifische Pressung von 10 kg/cm² bei einer dreilagigen Isolierung einzuhalten. Im Bauzustand ergaben sich an der Unterkante der einzelnen Betonieretappen der Wände, die mit der Unterkante der Decke zusammenfallen, Drücke bis zu 15 kg/cm², die plötzlich auf 0 kg/cm² absanken. Da die Abdichtung eine steife Flüssigkeit darstellt, besteht hier die Gefahr des Ausfliessens. Unterschreitet dabei die Stärke der Bitumenschicht ein Minimum, so wird die Isolierung schadhafte. Die Zeit bis zum Erreichen dieses Minimums hängt ab vom Spannungsgefälle und der Anzahl der Dichtungsbahnen bzw. der Stärke der Bitumenschicht. Im vorliegenden Falle wurde im Bereiche der erhöhten Pressungen im Bauzustand eine vierte Dichtungsbahn verlegt. Handtrockenheit, die 4. Forderung, wurde erreicht durch Drainage aller Betonierfugen und Sicker-

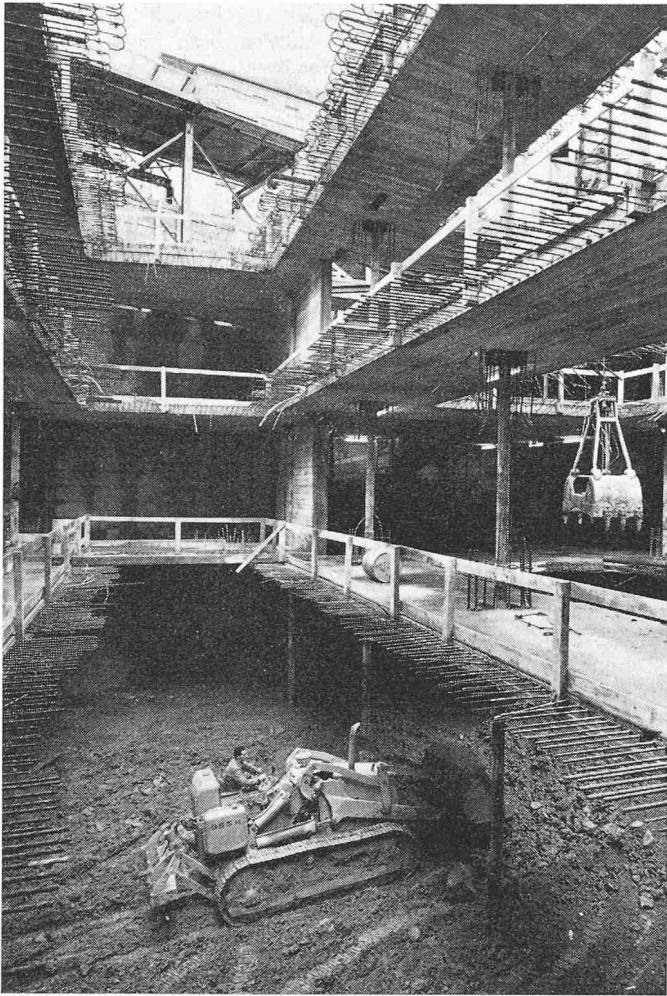


Bild 11. Aushub mit Trax und Bagger im dritten Untergeschoss
Bilder 15, 19, 20, 22 und 23 Photos Erwin Brügger, VAWE

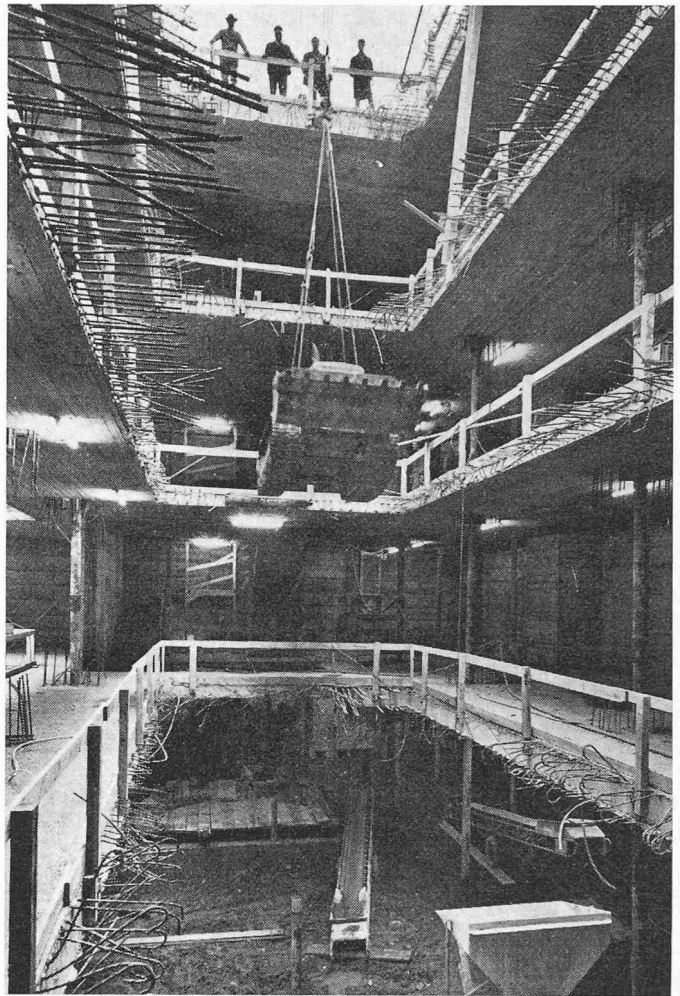


Bild 12. Hochziehen des Trax mit Autokran nach Aushub im vierten Untergeschoss

stellen mit Eternit-Halbschalen und das Aufspritzen eines Sika-1-Verputzes im Gunitverfahren. Vier Entlastungsstützen in der unteren Bodenplatte – mit Tauchpumpen versehen – senkten den Wasserspiegel bis zum Fertigstellen der unteren Wanne unter die äussere Bodenplatte ab. So konnte die Isolierung auf dem Boden ebenfalls auf handtrockener Unterlage aufgebracht werden. Die Grundwasserabsenkung mittels Unterwasserpumpen wurde nach dem Betonieren der unteren Bodenplatte abgestellt.

2.6. Spriessung

Wie erwähnt, dienten als Spriessung der Baugrube die Flachdecken der Untergeschosse, die auch im Endzustand die Spriessfunktion ausüben. Der maximale Spriessdruck in der Decke über dem vierten Untergeschoss von 72 t pro lfm ergibt im Deckenstreifen der Achse VII eine Betonpressung von 56 kg/cm². Die zulässige Pressung beträgt 70 kg/cm², wobei die Knickstabilität massgebend ist. Zusätzliche Druckspannungen in den Decken infolge Temperatureinfluss waren durch Schutz vor Sonnenbestrahlung zu vermeiden. Dabei kam zu gut, dass die am stärksten beanspruchten Decken im 3. bzw. 4. UG liegen. Für die Bemessung der Decken auf die vertikalen Lasten war der Endzustand massgebend. Statisch handelt es sich um eine pilzlose, durch Erddruck vorgespannte

Decke, wobei hauptsächlich die Deckenstreifen des Bauzustandes durch die Spriessdrücke vorgespannt sind.

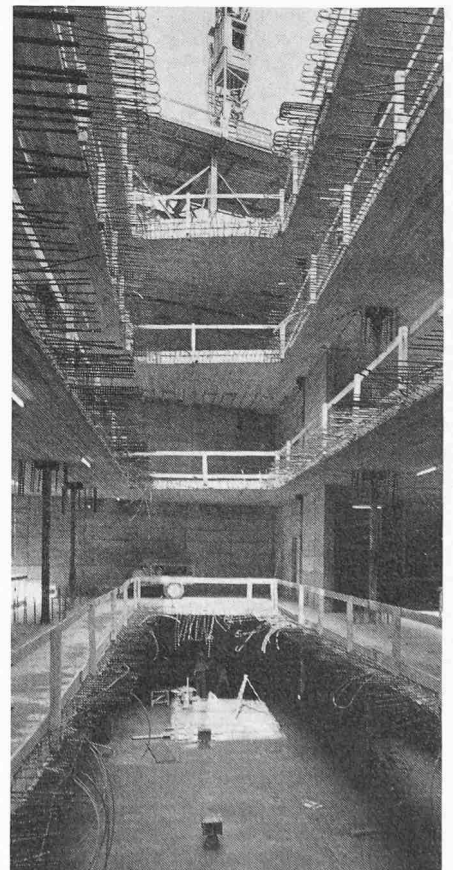
3. Ausführung

3.1. Aushub, Grundwasserisolation und innere Wanne

Nach Fertigstellen der Schlitzwand, der Ankerpfähle und der Filterbrunnen durch die Firma *Swissboring* (siehe Aufsatz C. Racine), konnte die Firma *Baur & Co. AG* mit dem Aushub und den Eisenbetonarbeiten beginnen. Für die Aushubarbeiten war Unterakkordant die Firma *Kibag*, für die Grundwasserisolierarbeiten die Firma *Asphalt Emulsion AG*, Zürich. In Bild 8 sind die einzelnen Arbeitsetappen dargestellt.

Die Decke über dem ersten Untergeschoss ist auf Weisung der Betriebsschutzabteilung der PTT trümmersicher konstruiert; so konnten die für den Aushub notwendigen Lastwagen, Bagger, Trax und Autokrane ohne zusätzliche Spriessung zwischen Achse I und II verkehren. Ein 40 t schwerer Autokran diente jeweils zum Hinunter- und Hinaufbringen der 12 t schweren Trax.

Bild 13. Untere Bodenplatte im vierten Untergeschoss betoniert, Grundwasserisolation und Mörtelschutzschicht aufgebracht. Mitte: Verankerungen der Auftriebsanker in der oberen Bodenplatte



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 Schlamm sandlinsen 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 schlammender 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 vereinzelte

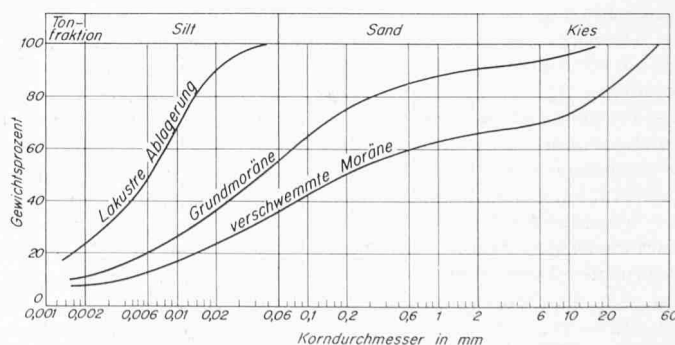


Bild 14. Kornverteilung der Untergrundmaterialien in Summationskurven