

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES

FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

- H. Brandl: Die Sicherung von hohen Anschnitten in rutschgefährdeten Verwitterungsböden
- A. Döllnerl, A. Hondl, E. Proksch: Der U-Bahn-Bau und die Maßnahmen zum Schutz des Stephansdomes
- P. Stockhammer, V. Baumann: Erfahrungen mit Abdichtungssohlen bei Baugruben im Grundwasser
- G. Feder, E. Garber: Bemerkung zur Traglast von Tunnelauskleidungen aus Sphärogußstübbings in Reibungsböden
- H. Borowicka: Über die zulässige Belastung von Großbohrpfählen
- P. Gmeiner: Pfahlfundierte Brücken in weichem Untergrund mit hohen Anschlußdämmen
- F. Makovec: Schliergründung von Donaukraftwerken
- Ch. Veder: Der schiefe Turm von Pisa. Bodenmechanische Probleme meines Sanierungsvorschlages

M I T T E I L U N G E N

DES INSTITUTES

FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

- H. Brandl: Die Sicherung von hohen Anschnitten in rutschgefährdeten
Verwitterungsböden
- A. Döllner, A. Hondl, E. Proksch: Der U-Bahn-Bau und die Maßnahmen zum Schutz
des Stephansdomes
- P. Stockhammer, V. Baumann: Erfahrungen mit Abdichtungssohlen bei Baugruben
im Grundwasser
- G. Feder, E. Garber: Bemerkung zur Traglast von Tunnelauskleidungen aus
Sphärogußübbings in Reibungsböden
- H. Borowicka: Über die zulässige Belastung von Großbohrpfählen
- P. Gmeiner: Pfahlfundierte Brücken in weichem Untergrund mit hohen
Anschlußdämmen
- F. Makovec: Schliergründung von Donaukraftwerken
- Ch. Veder: Der schiefe Turm von Pisa. Bodenmechanische Probleme meines
Sanierungsvorschlages

VORWORT

Bei der V. Europäischen Konferenz der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau in Madrid wurde der Vorschlag gemacht, aus Anlaß der 50jährigen Wiederkehr des Erscheinens des Buches „ERDBAUMECHANIK AUF BODENPHYSIKALISCHER GRUNDLAGE“ von Karl TERZAGHI die nächste Konferenz in Wien abzuhalten. Diese hat in der Zeit vom 22. bis 24. März 1976 in den Redoutensälen der Wiener Hofburg stattgefunden, wobei 730 Personen als Teilnehmer und 250 als Begleitpersonen nach Wien gekommen waren. Gegenüber der Konferenz in Madrid bedeutete dies eine Zunahme von über 50 Prozent.

Veranstalter der Konferenz war das Österreichische Nationalkomitee (im ÖIAV) der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau, welche bekanntlich im Jahre 1936 von Karl TERZAGHI gegründet worden war. Von Anfang an war jedoch klar, daß die Organisation des Kongresses nur von dem im Erdbaulaboratorium des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Wien zur Verfügung stehenden Stab durchgeführt werden konnte. Deshalb wurde vom Österreichischen Nationalkomitee der ISSMFE dieser Stab als Organisationskomitee eingesetzt, wobei Heinz BRANDL die Stellung des Vorsitzenden und Manfred FROSS die des Geschäftsführers, und zwar sowohl des Organisationskomitees als auch des Österreichischen Nationalkomitees innehatte. Die gesamte organisatorische Arbeit war demnach im Erdbaulaboratorium in der Hand des Geschäftsführers konzentriert, dem das Hauptverdienst für den reibungslosen Ablauf und den Erfolg der Konferenz gebührt.

Bevor jedoch die Veranstalter einen endgültigen Beschluß über die Abhaltung des Kongresses in Wien fassen wollten, mußte die finanzielle Grundlage gesichert werden. Durch Spendenzusagen für die Saalmiete seitens des Büros für Kongreßförderung des Fremdenverkehrsverbandes für Wien und seitens der Bauindustrie bzw. der verstaatlichten Industrie für die Drucklegung der Konferenzberichte konnte erreicht werden, daß zu keinem Zeitpunkt eine Schwierigkeit in finanzieller Hinsicht auftrat und den Veranstaltern sowohl der Saal als auch der erste Band der Konferenzberichte vollkommen kostenlos zur Verfügung gestellt werden konnte. Das Organisationskomitee konnte deshalb über alle später eingehenden Konferenzbeiträge frei verfügen. Allen Spendern soll daher auch von dieser Stelle aus gedankt werden.

Die Eröffnungssitzung stand im Zeichen des Lebenswerkes von Karl TERZAGHI. Nach der Eröffnung des Kongresses durch den Bundesminister für Bauten und Technik Josef MOSER und einer Begrüßungsansprache durch den Vizepräsidenten der ISSMFE für Europa Arpad KEZDI würdigte Arthur CASAGRANDE in einer Festansprache das Lebenswerk Terzaghis mit besonderer Berücksichtigung seiner Tätigkeit an der Technischen Hochschule Wien. Hieran schloß sich eine Ansprache von Ruth TERZAGHI.

Als Ehrengäste nahmen neben dem Präsidenten der ISSMFE J. KERISEL, den Vorsitzenden und Generalberichterstattem der Arbeitssitzungen, insbesondere auch die ehemaligen Mitarbeiter Terzaghis aus seiner Wiener Zeit teil: L. CASAGRANDE, E. GOTTSTEIN, J. HVORSLEV, K. KIENZL, O. KRETSCHMER, K. LANGER, P. SIEDECK, W. STEINBRENNER und Ch. VEDER.

Im Anschluß an die Eröffnungssitzung wurden zwei Filme aus der Wiener Zeit Terzaghis vorgeführt, welche Ruth TERZAGHI zur Verfügung gestellt hatte und auch kommentierte.

Im Gedenken an Karl TERZAGHI ist weiters gedacht, sein Buch „ERDBAUMECHANIK AUF BODENPHYSIKALISCHER GRUNDLAGE“ neu aufzulegen. Interessenten mögen sich an das Institut für GRUNDBAU UND BODENMECHANIK, Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien wenden. Als Preis ist 140,- öS bzw. 20,- DM oder 8 US-Dollar in Aussicht genommen.

Das vorliegende Heft faßt die österreichischen Beiträge zusammen, welche im 1. Band der Konferenzberichte enthalten sind.

H. BOROWICKA

Arpad KEZDI, Vizepräsident der ISSMFE für Europa, bei seiner Begrüßungsansprache.



Das Präsidium der Eröffnungssitzung: Arthur CASAGRANDE, Ruth TERZAGHI, Hubert BOROWICKA und Minister Josef MOSER.



Die ehemaligen Mitarbeiter TERZAGHIs:

1. Reihe von links: Leo CASAGRANDE, Juul HVORSLEV, Christian VEDER, Karl KIENZL, Wilhelm STEIN-
BRENNER, Ernst GOTTSTEIN, Peter SIEDEK; 2. Reihe von links: Otto KRETSCHMER und Karl LANGER.



TERZAGHI im Jahre 1933 in Wien:

von links: Leo RENDULIC, Miss SWAIN, W. LOOS, Karl und Ruth TERZAGHI, Peter SIEDEK und Karl KIENZL.



Mitarbeiter TERZAGHIs im Jahre 1936:

von links: Karl KIENZL, A. SCHWARZ, Juul HVORSLEV, Otto Karl FRÖHLICH, Hubert BOROWICKA und Wilhelm STEINBRENNER.

DIE SICHERUNG VON HOHEN ANSCHNITTEN IN RUTSCHGEFÄHRDETEN VERWITTERUNGSBÖDEN
STABILIZATION OF HIGH CUTS IN SLIDE AREAS OF WEATHERED SOILS
LA STABILISATION DE TALUS A FORTE PENTES INTERESSEES PAR LE GLISSEMENT

H. BRANDL, Dipl.-Ing. Dr. techn., Univ.-Dozent, Wien, Österreich

SUMMARY. On construction of highways in the mountains the problem of abruptly inclined, high and very long slopes is predominating. In the following two characteristic examples of slide areas are described where the subsoil consisted of schist-slope wash, lubricating (talcous) weathered phyllites respectively, the slopes being already in a critical ultimate stability before the earthworks began: 1. A locally abruptly inclined slope with rather a constant shear strength but extremely wetted and with artesian waters. 2. A relatively flat slope with seepage waters and a very small residual angle of internal friction and progressive failures (polished slickensides). After expanded slope failures the cuttings have been stabilized above all by various drainage systems, rock fills and anchored pile walls.

For stability analysis with weathered and lubricating schists the residual angle of internal friction ϕ_r proved most suitable. By shear tests a mainly semilogarithmic correlation between ϕ (peak value) and maximum grain-size has been found; grain-size distribution, Atterberg limits and degree of "chemical" alteration are the most important parameters of a generally valid relation between the mineral phases and ϕ_r .

RESUME. En cours de la construction des autostrades montagnardes le problème de la stabilité des talus à forte pentes bien longs remuent en devant. Les deux exemples montrent comme déblai de pente schisteux et sol résiduel micacé habitaient et les pentes déjà avant le commencement de construction se trouvaient en équilibre limite ou au moins près de l'équilibre limite: 1. Un talus à forte pente avec la valeur du cisaillement bien constante mais la saturation très forte et avec la nappe artésienne, 2. une pente plus tôt peu profonde avec la valeur du cisaillement résiduelle peu considérable et avec des indices de rupture progressive par miroirs de faille. Après des glissements bien profondes les talus ont été consolidé pour la plupart par caniveau de pied, par enrochements et par parois en pieux foré avec ancrage.

EINLEITUNG.

Beim Bau von Gebirgsautobahnen tritt das Problem der Standsicherheit der vielfach übersteilten, hohen und sehr langen Talhänge in den Vordergrund. Es werden zwei charakteristische Beispiele herausgegriffen, bei denen schieferiger Hangschutt sowie talkige phyllitische Verwitterungsböden anstanden und sich die Hänge bereits vor Baubeginn im kritischen Grenzgleichgewicht oder zumindest nahe daran befanden: 1. Ein Steilhang

mit relativ beständiger Scherfestigkeit jedoch starker Durchnässung und artesischen Wässern; 2. ein eher flacher Hang mit sehr geringer Restscherfestigkeit und progressiver Ausbildung von glänzenden Harnischflächen. Nach tiefgreifenden Rutschungen wurden die Anschnitte vorwiegend durch Dränagierungen, Steinstützkörper und verankerte Bohrpfahlwände gesichert.

BEISPIEL 1.

Ein rd. 800 m langer Autobahnabschnitt liegt am Ende eines engen Tales, dessen bis rd. 1000 m hohe Flanken stark übersteilt und vernäht sind. Der Bau erforderte bis 45 m hohe Hanganschnitte und 25 m hohe schmale Dammeile.

Die anstehenden schieferigen bis phyllitischen Gesteine wiesen einen starken Glimmerbelag auf und bildeten überdies einen "Schichtflächenhang"; die Verbandsfestigkeit war gering und die Gefahr von Schichtflächengleitungen vor allem bei Unterschneidungen gegeben. Einmündungen der Felsoberfläche waren mit teilweise mächtigem Hang- und Verwitterungsschutt, Murenschutt und mit Resten von Moränenablagerungen aufgefüllt. Dort war auch die Hangdurchfeuchtung am stärksten: zahlreiche Gerinne entsprangen aus sumpfigen Mulden, Naßgallen oder aus verbreiteten Quellhorizonten, die teilweise bis weit bergaufwärts der Trasse zu verfolgen waren. In vielen Fällen handelte es sich bei den Austritten um "Folgequellen", oft um mehrfach versickernde und wieder zutage tretende Bergwässer.

Bodenphysikalische Untersuchungen ergaben für den Hang- und Verwitterungsschutt trotz der schuppig-plattigen Kornform einen Reibungswinkel von $\phi = 27 - 32^\circ$ und einen relativ hohen "Restscherwinkel" von $\phi_r = 25 - 30^\circ$. Da diese Lockermassen körnungsmäßig im wesentlichen aus schluffig-sandigen Kiesen mit Blockwerk bestanden, wurde die Scherfestigkeit labormäßig nur am Kornanteil unter 2 mm bestimmt:

Es wurden "Wiener Routine-Scherversuche" (H. BOROWICKA, 1970) durchgeführt, und zwar mit Scherbüchsen von 10x10 cm Querschnitt; den Reibungswinkeln ϕ liegt demnach der konsolidierte entwässerte Zustand sowie eine während des Langsamversuches konstant bleibende Porenziffer zugrunde. In Ergänzung zu den Laboratoriumsuntersuchungen wurden Anhaltspunkte über die Scherfestigkeit aus dem Grenzgleichgewicht des natürlichen, unberührten Hanges abgeleitet; in den fiktiven mittleren "Reibungswinkeln" sind allerdings die Einflüsse von Strömungs- und Porenwasserüberdrücken implizit enthalten. Die Untersuchungen ergaben, daß Rutschungen weniger auf ein z.B. durch bauliche Eingriffe ausgelöstes Absinken des Reibungswinkels zurückzuführen waren, sondern in erster Linie auf hangparallel bzw. sogar hangauswärts gerichtete Strömungsdrücke des Sickerwassers.

Im Zuge des Hanganschnittes kam es auf etwa 250 m Länge zu ausgedehnten Rutschungen, die progressiv nach oben fortschritten und schließlich etwa 450 m hangaufwärts reichten, mit Staffelbrüchen bis 3,5 m Höhe und breiten Rissen. Die Bewegungen kam zwar in den Wintermonaten weitgehend zur Ruhe, stiegen jedoch im Frühjahr wieder auf mehrere Zentimeter je Woche an. Die oberflächlich angelegten Drainagegräben von insgesamt 850 lfm hatten auf die Bewegungen, die die Autobahnböschung bis 4 m nach außen drückten und die bereits fertiggestellte bergseitige Trassen-Längsentwässerung und Sammelschächte

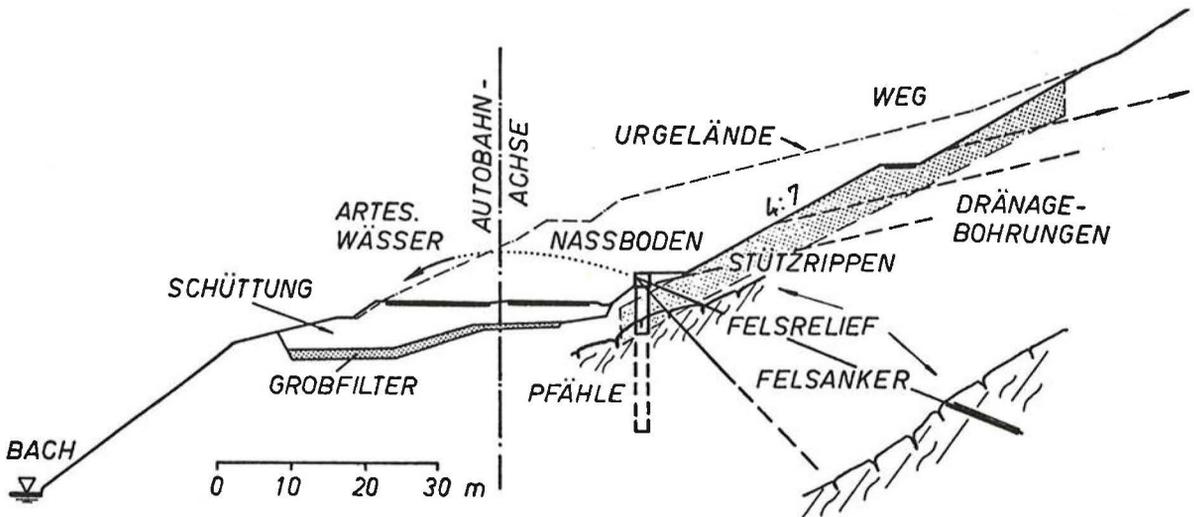


Fig.1 Rutschhang 1 mit Sanierungsmaßnahmen
Sliding slope 1 and methods of stabilization

zerstörten, keinen wesentlichen stabilisierenden Einfluß. Es wurden daher als vordringliche Maßnahmen in Achsabständen von etwa 20 m 13 Stück 6 - 7 m breite, 25 - 35 m hohe Stützkörper (schräg bis ca. 65 m) aus schwerem Blockwerk in einer Stärke von ca. 5 m und mit einer Böschungsneigung von 2:3 bis 4:7 eingebaut und zwischen den Stützkörpern und auch auf Höhe des Forstweges 12 Stück etwa 30 - 40 m tiefe, unter 15° steigende Drainagebohrungen vorgesehen (Fig.1). Die Bohrlöcher wurden mit Futterrohren (Durchmesser 118 mm) verrohrt; die Schüttung betrug anfangs bis zu je 1,2 l/sec und nahm allmählich auf 1,0 l/sec ab. Die Entwässerungsbohrungen wurden als Rotationskernbohrungen durchgeführt, um zugleich Bodenaufschlüsse durch Kerngewinne zu erhalten; die Filterrohre sind durchgehend gelocht bzw. geschlitzt.

Für die zweite Phase der Sicherungsarbeiten wurde eine verankerte, im Fels eingespannte Pfahlwand am Hangfuß projektiert, wobei zunächst zur näheren Erkundung der unregelmäßigen Felsoberfläche Ergänzungsbohrungen vertikal abgeteuft wurden. Röntgendiffraktometrische Untersuchungen der Feinkornfraktionen $8\mu - 2\mu$ und $< 2\mu$ ergaben als Mineralphasen (semiquantitativ):

Muskovit	40 - 70 %
Chlorit	20 - 45 %
Kalzit	10 %
Dolomit, Quarz, Feldspat	je 5 - 10 %

Auch im Bewegungszentrum des Hanges betrug der Restscherwinkel der Lockermassen rd. $\phi_r = 26^\circ$ bis 28° (konsolidiert), er war also relativ hoch. Als Rutschungsursache konnten daher nur die ungünstigen Hangwasserverhältnisse angesehen werden. Weitere Bohrungen bestätigten diese Annahme: an einer Stelle wurde artesisch gespanntes Wasser angefahren, welches mit etwa 1,5 l/sec bis 2,5 m über Gelände hochstieg; es wurde gefaßt und in einem besteigbaren Sammel-schacht abgeführt. Die Schüttung blieb mit ca. 1 l/sec konstant. Zur Lokalisierung oberflächennaher Vernässungszonen wurde das Gelände auch überflogen und Falschfarbaufnahmen in infrarot gemacht.

Die Bewegungen wurden hangaufwärts bis zu einer Horizontalentfernung von rd. 300 m ab Autobahnachse an 31 Beobachtungspunkten laufend vektoriell kontrolliert. Es zeigte sich, daß die

massiven Steinstützkörper und die mittlerweile von der Wildbachverbauung durchgeführten Entwässerungsmaßnahmen zwar zu einer deutlichen Beruhigung des Hanges führten, aber an einzelnen Stellen doch noch Kriechbewegungen von einigen Zentimetern je Monat andauerten. Ein Abgleiten des auf dem ungünstig einfallenden zersetzten Phyllitschiefer und der durchnästen Überlagerung aufgebauten Autobahnkörpers über den talseitig anschließenden Steilhang konnte nicht ausgeschlossen werden.

Es wurde daher mit der Herstellung von zwei Pfahlwandabschnitten begonnen, die die besonders gefährdeten bzw. noch aktiven Zonen stabilisieren sollten. Die Gefahr des Abscherens

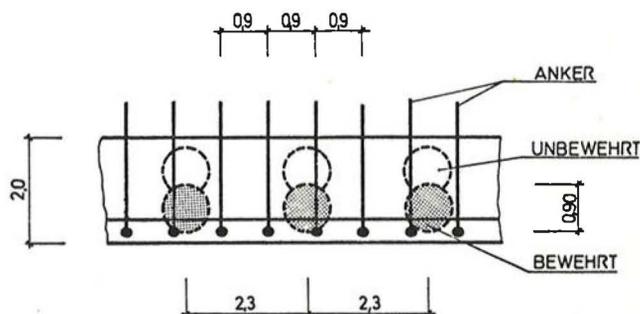


Fig.2 Verankerte Pfahlwand: Grundriß
Anchored pile wall: ground-plan

der frisch betonierten Pfähle war infolge der vorausseilenden Sicherungsmaßnahmen nicht mehr gegeben. Dem örtlichen Gefährdungsgrad entsprechend wurde im Norden eine 110 m lange einfache Bohrpfahlwand (Pfahldurchmesser $d = 90$ cm) mit achsialen Pfahlabständen von 2,10 m gewählt; im Süden schließt ein 45 m langer Wandabschnitt an, der aus Pfahlscheiben mit je zwei überschrittenen Pfählen ($d = 90$ cm) und achsialen Scheibenabständen von 2,30 m besteht. (Dann folgen Schwergewichts- und Raumgitterstützmauern.) Die Scheiben, deren Vorderpfähle durchgehend bewehrt sind (im Mittel rd. 110 kg/lfm), weisen ein großes Widerstandsmoment auf und ermöglichen den Durchtritt des Hangwassers in den verbliebenen Zwischenräumen (Fig.2). Die Ausbildung geschlossener Pfahlwände (auch mit einzelnen Monokornpfählen) war wegen der starken Geländedurchfeuchtung nicht zu empfehlen. Die Scheiben aus eingeschnittenen 90 cm - Pfählen erwiesen sich zudem als wirtschaftlicher und im

Hangschutt auch leichter zu bohren als solche aus zwei tangierenden 120 cm - Pfählen. Die Pfahllängen variieren je nach Tiefenlage der Felsoberfläche, dem Gesteinszustand und der Mächtigkeit der Verwitterungszone zwischen 7 und 25 m.

Die Pfähle sind mit einem Pfahlkopfbalken biegesteif verbunden, der die Ankerkräfte aufnimmt und in diese ableitet. Es wurden 90 Stück 120 Mp-Felsanker (etwa 3500 lfm) mit Abständen von 0,9 - 2,3 m eingebaut. Um eine örtliche Überbeanspruchung des schieferigen Gesteins zu vermeiden, wurden die Krafteinleitungsbereiche (Haftstrecken etwa 8 m) gestaffelt und die Ankerneigung zwischen 20° und 45° gespreizt. Die relativ steilen Ankerneigungen bewirken eine Art Vorspannung der Pfähle, erhöhen also das aufnehmbare Biegemoment und erforderten

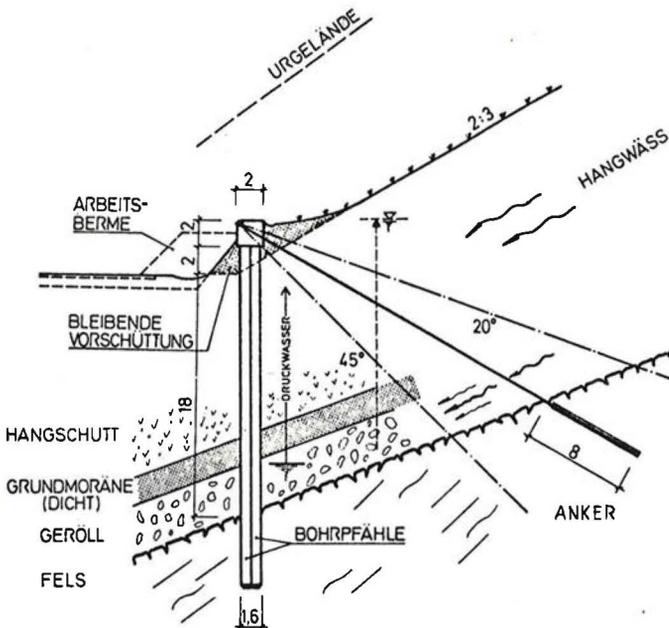


Fig.3 Verankerte Pfahlwand und Untergrundverhältnisse (Details)

Anchored pile wall and subsoil (details)

wegen der flach einfallenden Felsoberfläche nur relativ kurze Ankerlängen (diese variierten entsprechend dem stark unregelmäßigen Relief zwischen 20 und 53 m). Die Anker wurden nach ihrer Abnahmeprüfung (kurzfristiges Überspannen auf $1,2 \cdot A_r$) auf nur 40 % der rechnerischen Gebrauchslast A_r festgelegt, um geringfügige Bewegungen zu ermöglichen.

Das Stützsystem wurde unter der Annahme dimensioniert, daß sich die labile Böschung mit einem Kriechdruck von $K_h = 0,9$ im Grenzgleichgewicht von $F \approx 1$ befindet: Entsprechend den Untergrundverhältnissen war keine Ausbildung von Gleitkreisen sondern ein annähernd hangparalleles Abrutschen entlang der Moränenüberdeckung bzw. Felsoberfläche zu erwarten; die rechnerische Stabilität sollte auf $F = 1,4$ bis $1,5$ angehoben werden. Als Standsicherheitsdefinition wurde hierbei der von den Pfählen bzw. Pfahlscheiben aufnehmbare Erddruck mit dem vorhandenen in Relation gebracht. Dem Verlauf der zu erwartenden Wandverformungen entsprechend wurde auch eine Erddruckumlagerung berücksichtigt. Die erdstatischen Rechenansätze wurden durch Verformungsmessungen und zwei Meßanker je Pfahlwandabschnitt kontrolliert.

Im Zuge der Bohrpfahlarbeiten wurden im Mittelabschnitt der Wand artesische Wässer angefahren (Fig.3), die ein Vielfaches der durch die Entwässerungsbohrungen bereits gefaßten Menge schütteten und die Vortriebsleistungen wesentlich herabsetzten; auch bei den darauf folgenden Ankerungsarbeiten spritzten örtlich bis zu 30 m weit reichende Wasserfontänen aus den Bohrröhren. Da der artesische Druck von mehr als 7 atü wesentlich höher war als der Betriebsdruck der Bohrhämmer, mußten zunächst um die Ankerlöcher fächerförmig Entlastungsbohrungen vorgetrieben werden.

Als druckwasserführende Schichte wirkte dort Geröll, welches vom Fels unterlagert und von einer dichten, schluffigen Grundmoräne überdeckt war (Fig.3). Zu ihrer Entspannung wurden bergseits der Pfahlwand weitere rd. 20 - 30 m tiefe Entwässerungsbohrungen (500 lfm á $d = 70$ mm) niedergebracht und Brunnen abgeteuft.

Gleichzeitig mit den Sicherungsmaßnahmen im unmittelbaren Autobahnbereich führte die Wildbachverbauung bis rd. 500 m hangaufwärts umfangreiche Oberflächen- und Tiefendränagen durch: es wurden rd. 1500 lfm Sicker- und Schwerlastrohre sowie 750 lfm Betonhalbschalen verlegt und 44 Schächte hergestellt. Die größte Gesamtschüttung der damit gefaßten Hangwässer betrug bisher rd. 200 l/sec.

BEISPIEL 2.

Der Hangabschnitt liegt in einer breiten geologischen Störung; im wesentlichen besteht er aus talkigen, meist fein aufgearbeiteten tiefgründigen Verwitterungsprodukten der Grauwackenzone, wobei örtlich auch Findlinge und sogar Hårdlingszüge eingelagert sind. Am Böschungsfuß verzahnt sich abgeschwemmt, organisch verunreinigtes, feinkörniges Verwitterungsmaterial mit Hochflutablagerungen des Talbodens; diese Bodenbildungen reichen stellenweise bis 20 m unter Gelände. Das Liegende bilden Talschotter und umgelagerte

Kiesmoränen in mitteldichter bis dichter Lagerung.

Laboratoriumsuntersuchungen hatten ergeben, daß sich die Grauwacken-Verwitterungsprodukte vielfach in bodenphysikalisch plastischem Zustand befanden und einen geringen Reibungswinkel besaßen; insbesondere aber konnte dieser bei örtlicher Überbeanspruchung des Bodens und bei größeren Schubverformungen auf einen Restschervinkel von nur $\phi_r = 10^\circ - 15^\circ$ absinken. Es waren also im Untergrund bzw. Hang progressive Bruchbildungen, bedingt durch ein Einregeln der

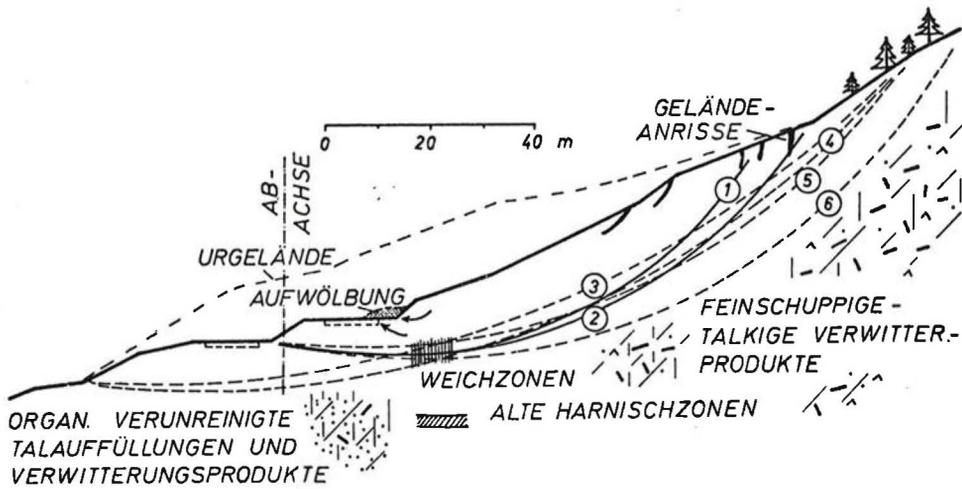


Fig.4 Rutschhang 2: Situation und Gleitflächenannahmen 1 - 6
Sliding slope 2: situation and assumed friction circles 1 - 6

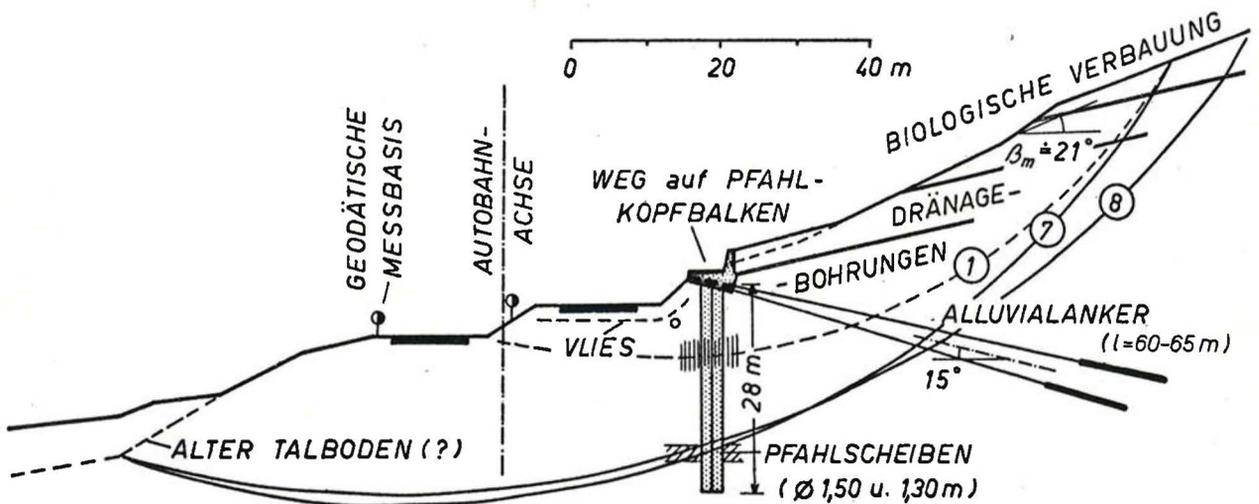


Fig.5 Rutschhang 2 mit Sanierungsmaßnahmen
Sliding slope 2 and methods of stabilization

glimmerig-schuppigen Feinstkornanteile entlang von Gleitflächen durchaus möglich.

Die starke Durchfeuchtung und geringe Scherfestigkeit der Verwitterungsprodukte hatte bereits zu offenen und subkutanen Rutschungen geführt. Da überdies der Böschungsfuß in den Torfen und weichen Schluffen nicht gestützt war, befand sich die gesamte Hanglehne schon vor Baubeginn nahe dem kritischen Grenzgleichgewicht. Der durchnächste Hang mußte auf eine Höhe von rd. 50 m angeschnitten werden.

Es wurden daher umfangreiche geotechnische Sicherungsmaßnahmen projektiert, wie Hangvorentwässerungen und Tiefdränagen, Böschungsverflachungen, Blockwürfe und Steinrippen sowie Bodenauswechslungen und Gegengewichtsschüttungen. Trotz einer Böschungsverflachung von 3 : 4 (gemäß Straßenprojekt) auf 1 : 2,5 traten Staffelbrüche, metertiefe Geländeeinrisse und stärkere horizontale Bewegungen ein, die den hangaufwärtigen Hochwald teilweise umlegten, zu Ausbauchungen des unteren Hangbereiches um nahezu 4 m und an einer Stelle sogar bis zu 1,5 m hohen Hebungen des bereits fertiggestellten Autobahn-Unterbauplanums führten; Bodenauswechslungen und zur Verbesserung der Befahrbarkeit eingelegte zugfeste Kunststoffvliese wurden hierbei zerstört (Fig.4).

Als Sofortmaßnahme wurden zusätzlich zur autobahnparallelen Tiefendränage, die schon früher im oberen Einzugsgebiet ausgehoben worden war und etwa 1000 l/h schüttete, in mehreren Etagen 17 Stück Entwässerungsbohrungen unter 15° steigend auf 20 - 35 m Tiefe vorgetrieben. Da Steinrippen den nach katastrophalen Frühjahrsniederschlägen sich zumindest in Oberflächennähe bereits im Zustand der "Bodenverflüssigung" befindlichen Hang nicht stabilisieren konnten, sondern vielmehr ausgebaucht und von schmierigen Rutschmassen überschoben wurden, wurde als Stützkonstruktion eine 112 m lange, einfach verankerte Wand aus Pfahlscheiben (in der Falllinie) vorgesehen. Diese in Achsabständen von 2,8 m angeordneten Elemente bestehen aus jeweils 2 tangierenden, voll bewehrten Großbohrpfählen (bergseits d = 1,50 m, talseits d = 1,30 m) und sind mit einem durchgehenden Stahlbetonriegel (Pfahlkopfbalken) und aufgesetzter Stützmauer biegesteif verbunden. Je Feld wurden zwei 100 Mp - Alluvialanker vorgesehen, jedoch vorerst nur

auf 80 Mp festgelegt, um Bewegungs- und Kraftreserven zu besitzen (Fig.5).

Der Dimensionierung von Pfählen und Ankern wurden zunächst die in Fig.4 dargestellten Gleitkreise zugrunde gelegt: ihre Annahme ist in erster Linie durch die Lage und Form der bergseitigen Staffelbrüche und Geländeanrisse, durch die Weichzonen ca. 7 m unter Autobahnniveau und durch geodätische Bewegungsmessungen des Hanges begründet. Der Reibungswinkel wurde zur Grenzwertbetrachtung zwischen $\phi = 15^\circ$ und 25° variiert (die Kohäsion zwischen $c = 0$ und $0,2 \text{ kp/cm}^2$) und schließlich die Gleitflächen 1 und 2 als maßgebend erachtet.

Um den Einfluß stark variierender Bodenkennwerte rasch erfassen zu können, wurde die Schwedische Lamellenmethode gewählt, für die ein Computerprogramm mit umfangreichem Erfahrungsmaterial von anderen Baustellen vorlag. Neben der bei diesem Verfahren getroffenen idealisierten Annahme, daß die Erddrücke an den Lamellenseiten innerhalb des Rutschkeiles entgegengesetzt gleich groß seien (nur Momentenbedingung erfüllt) wurde der Ankerkraftermittlung näherungsweise der Schnittpunkt ihrer Resultierenden mit der Gleitflächensehne (und nicht mit dem Gleitkreis) zugrunde gelegt. Diese bei geringem Kohäsionsanteil vertretbare vereinfachende Zusatzannahme bietet den Vorteil, daß die Größe der Ankerkraftresultierenden von der Höhenlage ihres Angriffspunktes unabhängig ist. Über die Sicherheit

$$F = \frac{\sum (\Delta G \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg } \phi + c \cdot \Delta l)}{\sum \Delta G \cdot \sin \alpha}$$

ergab sich für die erforderliche Ankerkraft A (Mp/m) der Ausdruck

$$A = \frac{F \cdot \sum \Delta G \cdot \sin \alpha - \sum (\Delta G \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg } \phi + c \cdot \Delta l)}{\sin \alpha_A \cdot \text{tg } \phi_A + F \cdot \cos \alpha_A}$$

- ΔG ... Gewicht der Lamelle
- Δl ... Lamellenlänge in der Gleitfläche
- α ... Neigung der Lamellenbasis zur Horizontalen
- α_A ... Winkel zwischen der Resultierenden A und der Gleitflächensehne
- ϕ ... Reibungswinkel
(ϕ_A : im Bereich von A)

Die Haftstrecken der Anker (Krafteintragungslängen) wurden in den schmierigen, tiefgründig zersetzten Verwitterungsprodukten mit 10 m an-

genommen; sie liegen außerhalb der Gleitflächen mit einer Geländebruchsicherheit von $F = 1,25$. Eine Verlängerung des Verpreßkörpers ließ wegen der örtlich sehr geringen Restscherfestigkeit des Untergrundes keine wesentliche Zunahme der Ankertragfähigkeit erwarten.

In Ergänzung zum Lamellenverfahren wurde der Erddruckermittlung auf die Pfähle bergseits auch der 2. Rankine'sche Sonderfall mit näherungsweise $K_h = \cos^2 \beta$ zugrunde gelegt, talseits der Erdruehdruck im oberflächennahen Rutschkörper, darunter der passive Erddruck. Die Geländebruchuntersuchungen mit tiefliegender Gleitfläche ergab jedoch ungünstigere Werte.

Bei der Dimensionierung mußten sämtliche Bauzustände berücksichtigt werden: solange die Pfahlscheiben nicht verankert waren, wurden sie - bei geringerer Sicherheit - als freistehend, jedoch unten eingespannt angesehen; das statische System des Endzustandes stellen "Balken auf zwei Stützen" dar.

Wegen des Termindruckes, einer möglichst raschen Stabilisierung des Hanges und auch aus betrieblichen Gründen wurden zwei Pfahlbohrgeräte gleichzeitig eingesetzt; die bergseitigen Pfähle wurden hierbei etwas vorausseilend hergestellt. Dabei zeigte sich eine ca. 5 - 10 m weit räumlich vorgreifende Bewegungsabnahme des Rutschhanges, welche das Ziehen der Rohre überhaupt erst ermöglichte.

Der erste Pfahl ($d = 1,50$ m) wurde zu Erkundungszwecken einige Meter tiefer gebohrt als erdstatisch notwendig gewesen wäre; dabei wurden in 22 - 24 m Tiefe glänzende Harnischflächen freigelegt. Nach geologischer "Rekonstruktion" des vermutlichen ehemaligen Talbodens wurden die in Fig.5 dargestellten Gleitkreise 7 und 8 ermittelt, welche bei einem mittleren fiktiven Reibungswinkel von $\phi' = 18 - 20^\circ$ eine Sicherheit um $F = 1$ aufweisen (ohne Kohäsion). Da eine Reaktivierung dieser Störungszone insbesondere durch die baulichen Eingriffe nicht ausgeschlossen werden konnte, wurde kurzfristig umprojektiert und unter anderem die Pfahllängen von den ursprünglich vorgesehenen 21 m auf 28 m vergrößert; der Bewehrungsanteil erhöhte sich auf 9,5 Mp je Pfahlscheibe ($24 Fe/d = 30$ mm je Pfahl, $d = 1,50$ m).

Da der Hang teilweise von stark kohlen säure-

hältigen Wässern durchströmt war (bis ca. 40mg/l kalkaggressive Kohlensäure; Gesamthärte ca. 3,4 deutsche Härtegrade) mußten beim Betonieren der Pfähle entsprechende Schutzmaßnahmen getroffen werden: Hochofenzement mit mindestens 45 % Schlacke; mindestens 350 kg/m^3 Bindemitteldosierung und möglichst Verwendung eines betonverflüssigenden Zusatzmittels mit Luft- oder Fluatkombination. Der Nachteil des Sonderzementes lag in seiner geringen Anfangsfestigkeit und dem damit verbundenen Risiko eines Abscherens der jungen bergseitigen Pfähle (daher auch bergseits größerer Pfahldurchmesser): Der Hang war während der Pfahlherstellung noch so stark in Bewegung (in Oberflächennähe 4 - 20 cm je Woche), daß die 4 m langen Rohrschüsse fallweise sogar mit 530 atü kaum gezogen werden konnten, obwohl die derzeit stärkste Bohranlage der BRD eingesetzt war; jeder Pfahl mußte daher ohne Arbeitsunterbrechung möglichst rasch fertiggestellt werden. Die Pfahlverformungen wurden kontinuierlich mit Pendellotmessungen kontrolliert.

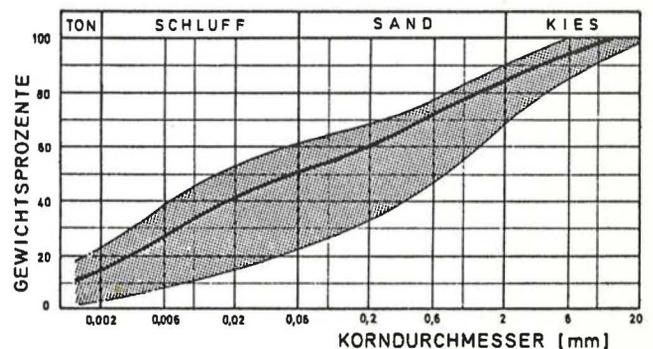


Fig.6 Kornverteilung der schieferigen Verwitterungsprodukte

Grain-size distribution of the weathered schists

Das bei der Pfahlherstellung geförderte Bohrgut wurde ständig überprüft; die Bodenverhältnisse in den untersten unverroht gebohrten Pfahlmetern wurden in situ besichtigt.

Bodenphysikalische Untersuchungen:

Ohne Berücksichtigung von Felsbrocken und quarzitäen Einlagerungen sind die schmierigen Verwitterungsprodukte im Mittel als "kiesig-tonige Sandschluffe" zu bezeichnen (Fig.6). Der Plastizitätsindex liegt meist um $w_{fa} = 7 - 10$ %, steigt jedoch örtlich auch auf

$w_{fa} = 25 - 30 \%$ an.

In Fig.7 ist der Scherwinkel in Abhängigkeit vom Größtkorn der im Bereich der Harnischflächen anstehenden Schichten dargestellt. Trotz augenscheinlich gleichartiger Materialbeschaffenheit schwanken die Scherparameter sehr stark; meist ist ein linearer Zusammenhang zwischen dem Reibungswinkel ϕ ("peak value") und dem Logarithmus des Größtkornes festzustellen. Die Tendenz zur Bildung von Harnischflächen bzw. das Absinken von ϕ auf ϕ_r zeigt sich umso deutlicher, je feinkörniger die untersuchte Fraktion ist.

Röntgendiffraktometrische Untersuchungen des Feinstanteiles $< 2 \mu$ ergaben folgenden Mineralbestand (semiquantitativ):

	Streuung	Mittel
Muskovit	40 - 50 %	45 %
Paragonit	20 - 30 %	25 %
Chlorit	5 - 20 %	10 %
Montmorillonit	5 - 15 %	10 %
Quarz, Feldspat je	ca. 5 %	5 %

(Paragonit ist ein dem Muskovit nahestehender Na-Glimmer und im allgemeinen feinschuppiger als dieser.)

In den gröbereren Fraktionen (bis 20μ) liegt der Chloritanteil vergleichsweise um 30 - 50 % höher, Montmorillonit und Paragonit sind in geringerem Maße vertreten.

Ein Vergleich der im Laboratorium ermittelten Kennwerte und jener, die sich aus dem Verhalten des Hanges ableiten lassen zeigt, daß bei stark feinschuppigen schieferigen Böden der (fiktive) erdstatische Ansatz der Restscherfestigkeit vom Kornanteil $< 1 \text{ mm}$ eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Natur bringt. Körnungen über rd. 2 mm liefern in Scherbüchsen von 10 x 10 cm Querschnitt und mit 2 - 3 cm Probenhöhe im allgemeinen zu hohe Reibungswinkel; insbesondere geben sie nur unzureichende Hinweise über die Rutschgefährdung schieferig-phyllitischer bzw. stark glimmerhältiger Lockermassen. Dieses Verhalten der Phyllitschiefer ist darauf zurückzuführen, daß die Glimmerplättchen entsprechend ihrer Ablagerung in der Natur meist geregelt und vielfach sogar entlang potentieller Gleitflächen ausgerichtet vorliegen. In der Scherbüchse jedoch, in die der Boden als gestörte, sich an der Fließgrenze befindliche Masse eingebaut wird, sind die schieferigen Partikel vorerst über-

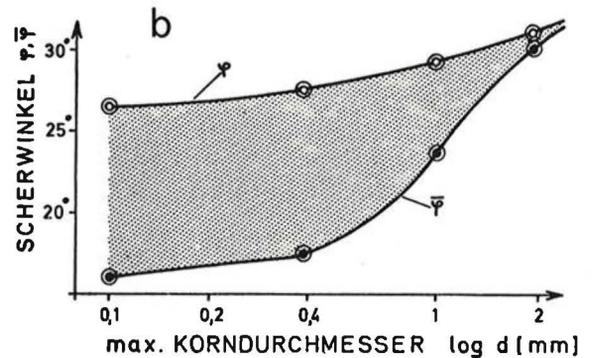
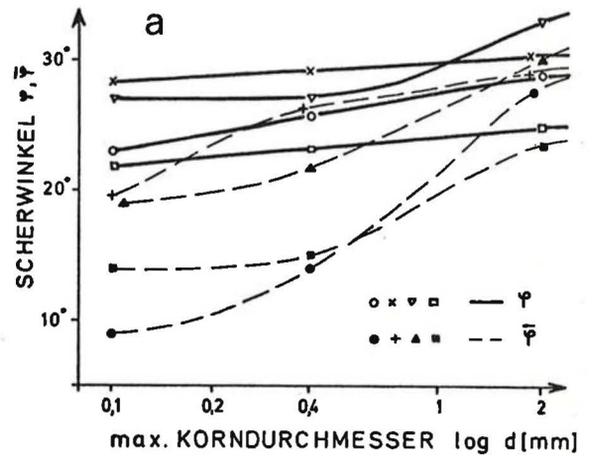


Fig:7 Reibungswinkel als Funktion des Größtkornes (Einzelwerte)

Angle of internal friction as a function of maximum grain-size
 ϕ (= ϕ) ... peak value
 ϕ_r (= ϕ_r) ... residual value

haupt nicht orientiert und werden es im Grobkornbereich während des Schervorganges offensichtlich nur in beschränktem Maße. (Dagegen tritt bei Tonen, Mergeln u.dgl. auch im 10 x 10 cm Rahmenscher Versuch mit Körnungen bis rd. 2 mm eine mit dem natürlichen Verhalten sehr gut vergleichbare starke Orientierung der Scherzonenpartikel ein.)

Die massiven Pfahlscheiben stabilisierten zunächst den Hangfuß und verhinderten tiefgreifende Gleitungen. Oberflächennahe Rutschungen traten im Bauzustand trotz des abschnittweisen Aushubes der jeweils 28 m langen Elemente des Pfahlkopfbalkens immer wieder auf und führten hangaufwärts zu neuerlichen Staffelbrüchen von 1 - 3 m Höhe und zu Beschädigungen der in der Zwischenzeit durchgeführten biologischen Verbauung; auch die Schalung des Riegels wurde

stellenweise eingedrückt, der Frischbeton eingerissen.

Nach Hinterfüllung der auf den Pfahlkopfbalken aufgesetzten Stützmauer und Wirksamwerden der Begrünung kamen auch die Oberflächenrutschungen zum Stillstand.

Ankerungsarbeiten:

In den zersetzten Verwitterungsböden konnten trotz lokaler Felspartien nur Alluvialanker verwendet werden, die entweder mit teleskopartiger Verrohrung (Hammerbohrung) oder mit Dickspülung (Stützflüssigkeit; Rollmeißel) herzustellen waren. Es kamen zwei Systeme zum Einsatz: vorgespannte Litzanker (VSL) und Mehrstahlanker (BBRV) mit Nennlasten von $A_r = 100 \text{ Mp}$ (Bruchlast ca. 180 Mp); nach der Abnahmeprüfung auf $1,2 \cdot A_r$ wurden die Anker nur auf $0,8 \cdot A_r$ festgelegt, um gewisse Bewegungsreserven bis zur endgültigen Beruhigung der oberflächennahen Rutschpartien zu besitzen. Bei einer geringeren Festlegekraft wären weitere stärkere Schubverformungen des Hanges und damit ein progressiv fortschreitendes Absinken des Reibungswinkels (gegen ϕ_r) zu erwarten gewesen. Andererseits wurde auch die maximale Prüflast nur in Einzelfällen auf $1,4 \cdot A_r$ gesteigert, um die Auslösung eines progressiven Versagens der den Verpreßkörper umgebenden Verwitterungsprodukte zu vermeiden (Einregeln der feinschuppigen Kornanteile).

Insgesamt wurden ca. 5500 lfm an jeweils 60 bis 65 m langen Erdankern eingebaut.

Je nach Ankertype und Herstellungsart waren voneinander abweichende Kriechmaße zu erwarten. Die aufgrund des Termindruckes verwendeten unterschiedlichen Ankersysteme wurden daher in konstruktiv voneinander getrennte Bauabschnitte eingebaut. Sämtliche Anker wurden als Freispielanker ausgelegt; der entsprechende Korrosionsschutz ermöglicht Nachstellungen der Vorspannkraft bis zu einem Jahr.

Da die talkigen Grauwackenschiefer bei Wasserzutritt rasch aufweichten bzw. Schmierzonen bildeten, mußte die Zeitspanne zwischen Bohren, Versetzen und Injizieren der Anker möglichst kurz gehalten werden. Die Anker waren daher schon - etwa innerhalb einer Stunde nach Bohrende - bzw. während des Ziehens der Verrohrung zu injizieren (Rohrinjektion). Bentonit bewährte sich als Stützflüssigkeit in den

schmierigen, auch montmorillonithaltigen Verwitterungsprodukten nicht: Nach Vorversuchen wurde vielmehr mit Zementschlämme von einem Wasser-Zement-Faktor $W/Z = 1,7$ gebohrt und nur 2 % Bentonit zugesetzt; die laufend zu regenerierende (entsandende) Suspension war spätestens nach einem Tag immer wieder auszutauschen. Bei beiden Verfahren mußten Manschettenrohre verwendet werden. Eine Tragfähigkeitserhöhung der Anker konnte sowohl durch Nachverpressen im Zuge der Primärinjektion als auch durch Aufsprengen der Haftstrecke (24 Stunden nach der Primärinjektion) erzielt werden, das eine Vergrößerung der Verspannung und Verzahnung im Boden gewährleistet. Hierbei wurde mit Verpreßdrücken von 25 bis 35 atü gearbeitet: erfahrungsgemäß steigt die ideelle Mantelreibung der Haftstrecke bis zu einem Nachverpreßdruck von etwa 30 kp/cm^2 annähernd linear mit diesem an.

Blieben diese Sondermaßnahmen außer acht, wurden die geforderten Vorspannkraft nicht erreicht oder zumindest die zulässigen Kriechverschiebungen deutlich überschritten.

Wegen der stark betonaggressiven Bodenwässer wurde mit Hochofenzement (Güteklasse 275, 50 % Schlacke) und Fluatzusatz injiziert, wobei der Wasser-Zement-Faktor 0,40 - 0,42 betragen mußte, um eine ausreichende Festigkeit der Haftstrecke zu gewährleisten; nur beim Aufsprengen wurde aus arbeitstechnischen Gründen ein $W/Z = 0,50$ toleriert. Entsprechend dem langsamen Festigkeitszuwachs des Verpreßkörpers durfte erst nach 2 - 3 Wochen vorgespannt werden.

Die Ankerungsarbeiten wurden durch Kern- und Entwässerungsbohrungen ergänzt und das Verhalten der fertiggestellten Wandabschnitte durch Spannungs-Verformungs-Messungen laufend kontrolliert: in jedem der 28 m langen Teilstücke wurden zwei Meßanker sowie einzelne Ankerköpfe mit Meßstellern vorgesehen.

SCHLUSSFOLGERUNGEN.

Stand sicherheitsuntersuchungen von hohen Anschnitten in heterogenem Untergrund werden weniger durch die Wahl der Berechnungsverfahren sondern vielmehr von den Annahmen über die Bodenkennwerte und ungünstigsten Sickerwasser-

verhältnisse beeinflusst.

In Gebirgstälern, insbesondere im Bereich geologischer Störungszonen streuen die Fels- bzw. Bodenkennziffern vielfach auf engstem Raum dermaßen, daß erdstatistische Berechnungen nur als Grenzwertbetrachtungen sinnvoll erscheinen und dementsprechend auch nur grobe Anhaltspunkte liefern. Wegen der Steilheit der Hänge und der Unsicherheit über die jeweils ungünstigsten Wasser- und Bodenverhältnisse ist vielfach eine echte Standsicherheit im üblichen Sinne rechnerisch nicht nachweisbar. Als Stütz- und Sicherungssysteme sind daher möglichst solche flexiblen Bauweisen anzustreben, mit denen man sich schrittweise technisch und wirtschaftlich optimal an örtlich unterschiedliche Bergdrücke, Hangbewegungen und Baugrundverhältnisse anpassen kann; Grundlage hierfür sind ergänzende Bodenaufschlüsse und umfangreiche Messungen im Gelände und am Objekt während der ganzen Bauzeit (bzw. stichprobenartige Kontrollen auch danach). Bei Verankerungen sind im Bedarfsfall nachträgliche lokale Verstärkungen auch nach Bauvollendung praktisch jederzeit möglich. Derartige über Meßanker und Verformungsbeobachtungen (Extensometer; geodätisch) ständig überprüfbare Stützkonstruktionen werden daher im gebirgigen Steilland in zunehmendem Maße projektiert.

Serienmäßige Laboratoriumsuntersuchungen mit Glimmerschiefern, schieferig-phyllitischem Hangschutt und Verwitterungsprodukten u. dgl. sowie zugehörige Feldbeobachtungen bzw. Standsicherheitsanalysen (wovon der vorliegende Bericht nur zwei Beispiele umfaßt) haben gezeigt, daß in derartigen Schichten der erdstatistische Ansatz der Restscherfestigkeit vom Kornanteil < 1 bis 2 mm im allgemeinen die beste Übereinstimmung zwischen Rechnung und natürlichem Verhalten bringt.

Überdies konnte in den meisten Fällen ein linearer Zusammenhang zwischen dem Winkel der inneren Reibung und dem Logarithmus des Größtkornes festgestellt werden; bei erforderlichen Extrapolationen liegt man mit dieser Annahme durchwegs auf der sicheren Seite. Hierbei wird allerdings eine einigermaßen stetige Kornabstufung vorausgesetzt (also kein "schwimmendes" Grobkorn, keine ausgeprägten Fehlkornfraktionen u. dgl.). Das Größtkorn sollte beim Versuch etwa 1/10 der Probenhöhe und 1/50 der Seitenlänge

des Probenquerschnittes in der Scherbüchse nicht überschreiten, da sonst zu hohe Reibungswinkel bestimmt werden. Zwischen dem "Restscherwinkel" ϕ_r und dem Größtkorn bestehen keine allgemein gültigen Beziehungen, da sich jener aus der Oberflächenreibung in der Scherfläche und nicht aus der inneren Reibung ergibt.

Mineralogisch-petrographische Untersuchungen erlauben nur dann Rückschlüsse auf das Rutschverhalten bzw. Absinken der Scherfestigkeit auf einen Mindestwert, wenn auch "chemische" Umwandlungsprozesse (Zersetzungsprodukte) berücksichtigt und parallel dazu Kornaufbau und Atterberg'sche Konsistenzgrenzen bestimmt werden. Brauchbare Korrelationen zwischen Mineralbestand und Reibungswinkel lassen sich nur ableiten, wenn den Untersuchungen jeweils annähernd ähnliche Kornfraktionen zugrunde liegen (z.B. Scherversuch vom Anteil < 0,1 mm, Mineralbestand vom Anteil < 0,02 mm).

Die sicherste und direkte Methode zur Erfassung der Rutschgefährdung eines Bodens stellt der "Wiener Routinescherversuch" dar; er ist generell anwendbar. Allerdings sollten erfahrungsgemäß bei stark glimmerhältigen und schieferig (-phyllitischen) Lockermassen auch die Kornfraktionen < 0,1 mm (ev. bis 0,4 mm) getrennt untersucht werden. Der nach mehrmaligem Abscheren erhaltene minimale Reibungswinkel in der Scherfläche der gestörten Probe ($\bar{\varphi} \sim \phi_r$) stellt einen unteren Grenzwert dar.

Der generelle Ansatz der Restscherfestigkeit als Projektierungsgrundlage ist jedoch meist unwirtschaftlich oder topographisch sogar unmöglich. In der Regel wird daher zunächst ein nach den örtlichen Verhältnissen empirisch reduzierter Reibungswinkel in Rechnung gestellt und die Kohäsion - je nach vorgesehenem Bauablauf - nur mit äußerster Vorsicht angesetzt, da sie erfahrungsgemäß keine verlässliche unveränderliche Bodenkonstante darstellt.

LITERATUR.

BOROWICKA, H. (1970): "10 Jahre Wiener Routinescherversuch", Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, Heft 11

DER U-BAHNBAU UND DIE MASSNAHMEN ZUM SCHUTZ DES STEPHANSDOMES
THE CONSTRUCTION OF THE VIENNA UNDERGROUND AND ST. STEVEN'S CATHEDRAL
LA CONSTRUCTION DU U-BAHN ET LES MESURES DE PROTECTION POUR LA CATHEDRALE ST. ETIENNE

A. DÖLLERL, Dipl.-Ing., Wiener Stadtbauamt – U-Bahnbau, Österreich

A. HONDL, Dipl.-Ing. Dr. techn., Wiener Stadtbauamt – U-Bahnbau, Österreich

E. PROKSCH, Dipl.-Ing., Wiener Stadtbauamt – Grundbau, Österreich

SUMMARY. The station pipes for the "Stephansplatz" station lie at a distance of only 5 m from Vienna's greatest cultural monument, St. Steven's Cathedral. The foundations of the "Heidentürme" go down to a depth of three meters and rest, to some extent, on settlement endangered loess soil. Before the construction work on the underground rail system was begun, a thorough investigation was made of the peculiarities of the cathedral and its reaction to the construction work, and the engineering of the underground system was planned taking these factors into account. The planners foresaw the use of bored pile walling and injection material as the best means of separating the soil directly affected by the construction work from that beneath St. Steven's. The stress and settlement of the former, it was reasoned, would, in this way, have the least possible influence upon the latter. Additional measures taken include shield tunneling with compressed air compensation to protect the immediate vicinity of the endangered zone, low-vibration erection of the bored pile walls for the adjoining open construction pits, and restriction of pit wall deformation. Measurements taken of the cathedral's reaction with respect to settlement, slope and vibration during the tunnel construction proved the measures instituted to have been altogether successful.

RESUME. Les tunnels du station de métro "Stephansplatz" se trouvent à peine à 5 mètres des fondations de la cathédrale, le monument historique le plus important de Vienne. Les soubassements des deux tours de la façade, appelées "Heidentürme", sont bâtis à 3 m de profondeur sur du loess menacé de tassements, et ils ont été chargés de 8 kp/cm² (au maximum). Avant même le début des travaux de construction, les réactions statiques possibles de la cathédrale ont été examinées, les travaux eux-mêmes y ont été adaptés. A l'aide d'injections et d'une paroi en pieux in situ, on a essayé de séparer le terrain sous la cathédrale des terrains souffrant directement des tensions et tassements dus aux travaux, pour ne pas endommager le bâtiment. En outre, les travaux à la machine de creusement à bouclier ont été faits sous air comprimé, les parois en pieux in situ pour les chantiers plus tard ouverts et contre le risque de déformation des parois de chantier, ont été construites d'après un procédé spécial réduisant les secousses à un minimum. Les contrôles permanents de toutes les réactions de la cathédrale (contrôle du tassement, de l'inclinaison, et des secousses) pendant le creusement du tunnel ont d'ailleurs montré la justesse des mesures de protection prises.

PROBLEMSSTELLUNG. Die U-Bahnstation "Stephansplatz" liegt in rund 26 m Tiefe (Tunnelsohle) nur knapp 5 m neben der Westfassade des Domes von St. Stephan, dem bedeutendsten Kulturdenkmal Wiens. Während sonst die im historischen Stadtkern üblichen Gebäudefundierungen wegen der meist 2- oder 3-geschossigen Unterkellerung sehr tief, knapp über dem quartären Grundwasserspiegel im Kies ausgeführt wurden, liegen dagegen die äußerst schwer belasteten (bis 80 kp/m²) Domfundamente in nur 3 m Tiefe meist auf sackungsgefährdetem LÖR. Nur an der SW-Ecke wurde unter den Fundamenten gewachsener, dicht gepackter Kies aufgeschlossen. Weder die Unterkirche des Domes noch die sogenannten Katakomben reichen in die Nähe der Westfassade (Fig. 4). Die von A. Kieslinger (1949 und 1971) untersuchten Domfundamente waren entsprechend der verschiedenen Entstehungszeit von überaus unterschiedlicher Mauerwerksqualität hin-

sichtlich der verwendeten Gesteine und Vermörtelung (Fig. 1). Häufig wechselnde Steingrößen von dicken Steinplatten und kleineren Gesteinsstücken bis zu Blöcken von fast 1 m Durchmesser kamen zur Verwendung. Der romanische Mittelteil mit dem Riesentor und den beiden Heidentürmen läßt die Verwendung von Kalksandsteinen, Leithakalken, Quarzsandsteinen der Flyschzone und zahlreichen römischen Lagermauerresten erkennen. Es konnten sowohl Stellen mit gutem Mörtel, aber auch vielfach mit viel zuwenig oder ausgelaugtem oder aber gar keinem Mörtel festgestellt werden. Um 1340 wurden beidseitig 2 große gotische Kapellen (Eligius- und Kreuzkapelle) hinzugebaut, deren Fundamente zwar jünger sind, jedoch gegenüber jenen im romanischen Mittelteil keine wesentlichen Unterschiede erkennen ließen. Trotz trennender Fugen zwischen gotischen und romanischen Fundamenten waren keine ungleich-

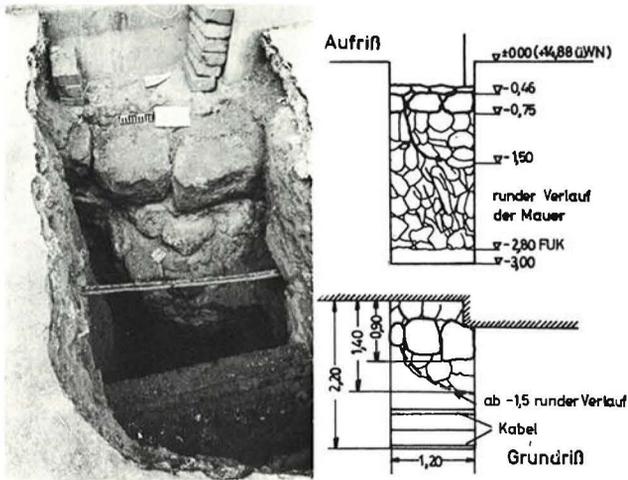


Fig. 1 Schacht 1367 - Dombundament
Sampling hole 1367 - footing of cathedral

artigen Setzungserscheinungen zu beobachten. Der Stephansplatz liegt in einer Höhe von + 14,5 m WN bis + 15,5 m WN (WN = Wiener Null = 156,68 m über Adria) auf der "Stadterrasse" aus der Riß-Eiszeit. Neben römischen und mittelalterlichen Fundamenten und Auffüllungen bis 10 m Tiefe und mehr reichen auch stellenweise ungestörte Quartärfolgen bis an die heutige Oberfläche. Die durchschnittlich 14 bis 16 m mächtigen Quartärsedimente beginnen unter und neben dem Dom mit dunkler, 2 - 2,5 m mächtiger Friedhofserde (Fig. 3). Darunter folgen "Löß" und alle Lößlehm-Varianten, 4 - 5 m stark, aus dicht gepackten, gelben, feinsandigen Schluffen mit

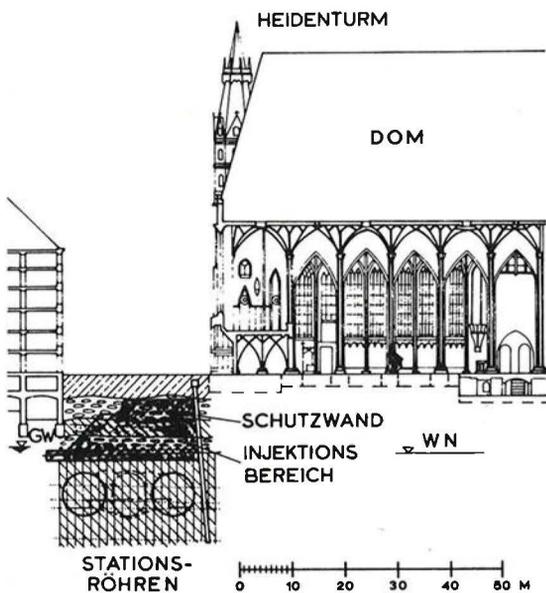


Fig. 2 West-Ost Schnitt, U-Bahn - Dom
West-east section, cathedral - underground

zahlreichen Merkmalen des echten Lösses (Hanglöß) wie Sackungsempfindlichkeit (Fig.6), weitgehend homogener Lagerung und kalkigen Röhrrchen (Pseudomyzel). Nach A. Kieslinger (1971) handelt es sich um sogenannten "Beckenlöß" ohne die bezeichnende krümelige Griffigkeit des typischen Hanglösses. So waren der "Tiefe Gräben" und das aufgefüllte vor dem Riesentor verlaufende Tal des "Rotenturmbaches" typische Lößhohlwege. In der Lößlehmfolge sind durch junge Erosion und Akkumulation stellenweise rotbraune lehmige Rundschotter eingelagert. Unter dem Löß folgen typische Plattelschotter aus dem nahen Sandsteingebirge des Wienerwaldes in breit gestreuter Körnung und in wechselnd offenen oder stark verlehnten Schichten bis ca + 3 m WN, unterbrochen von einem 0,9 bis 2,0 m starken oft verzahnten bzw. mit Schotterlinsen

BOHRUNG 314

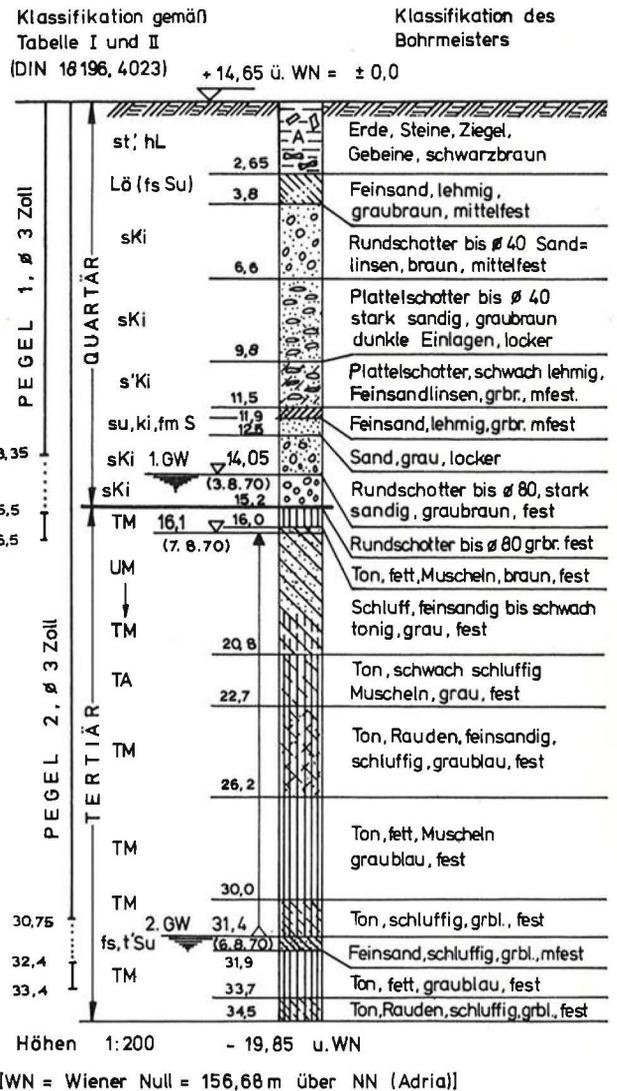


Fig. 3 Bodenprofil - Bohrloch 314
Soil profile - borehole 314

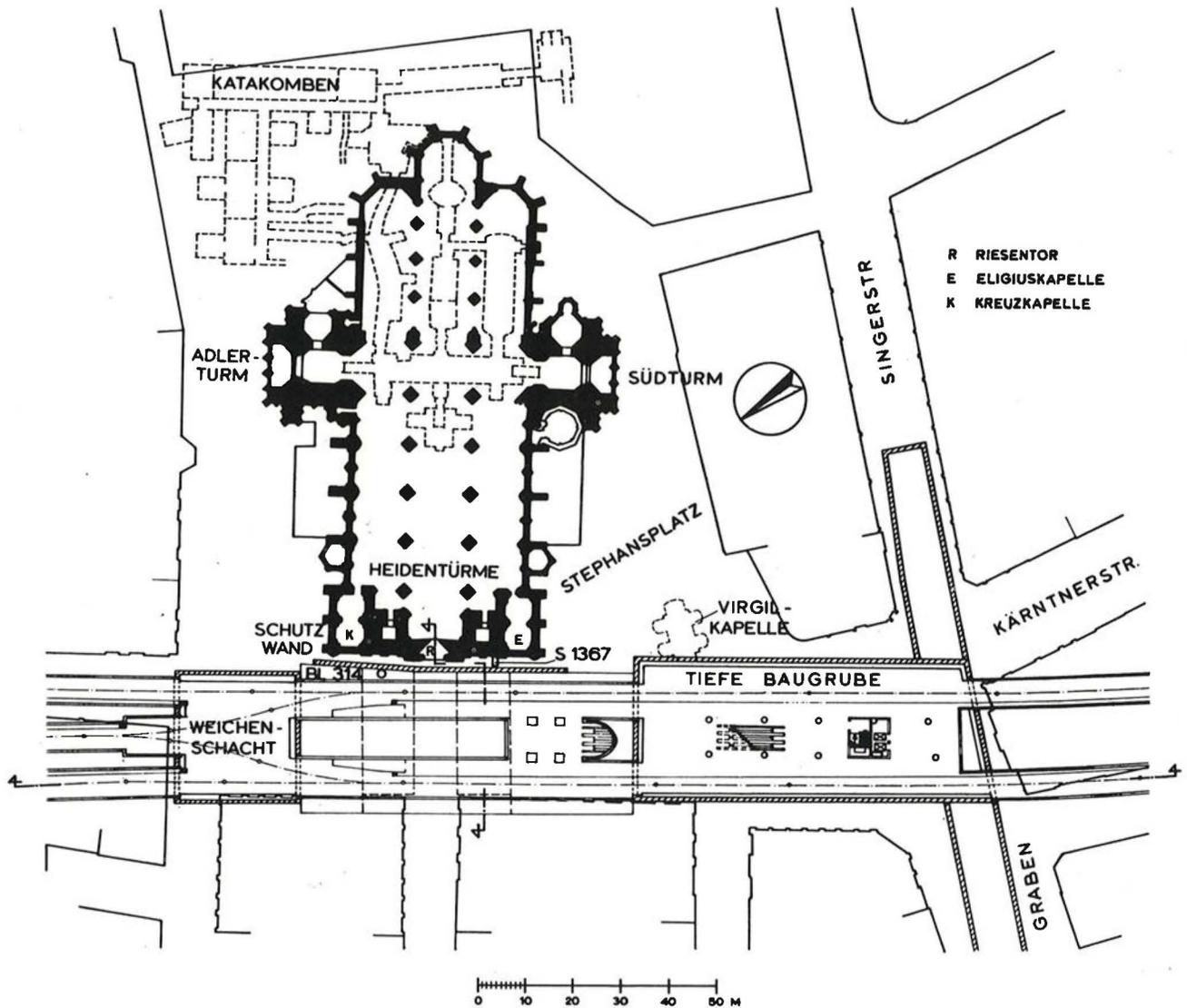


Fig. 4 Situation Stephansplatz Wien
Situation Stephansplatz Vienna

aufgelockerten gelben Schluff-Feinsandpaket (Unterkante + 2,7 m bis + 4,25 m WN). Der 10 - 11 m mächtige eiszeitliche Schotterkomplex (Lokalschotter) endet im unteren Bereich mit älteren, wenig verwitterungsanfälligen, nicht verlehnten, jedoch unterschiedlich sandigen Quarz- und Kristallinrundsottern mit einer ca. 1,5 m und mehr starken Grundwasserführung. Die in etwa 14 - 16 m Tiefe (- 0,4 m WN bis - 1,55 m WN, bei Bohrungen bis + 0,4 WN) verlaufende Grenze Quartär-Tertiär ist charakterisiert durch eine Groblage von Gesteinen $\varnothing > 250$ mm. Im Liegenden des Quartärs folgt bis in große Tiefen der mittelpannonische Wiener Tegel, (Congerien-Tegel, Mittelpliozän-Jungtertiär) als ein stark schluffiger, steifer Ton bis toniger Schluff, grau bis graublau, unterbrochen von ausgeprägten 0,5 cm bis 25 cm starken Feinsandschichten. Im Aushub- und Tunnelbereich

fallen diese Sandschichten sehr flach nach Norden ein und wechseln auf kurze Distanz von 0 - 10 cm Stärke mit unterschiedlicher Grundwasserführung und nicht erfaßbaren Druckverhältnissen. Der durch Bankungsfugen und steilstehende Zerr- und Scherklüfte zerteilte steife Tegel erwies sich als außerordentlich standfest. Bemerkenswert ist das in ca. 31 m Tiefe (- 16 m bis - 17 m WN) aufgeschlossene gespannte 2. Grundwasserstockwerk aus feinsandigem, schwach tonigem Schluff (Tabelle I). Die Drucklinien des 1. und 2. Grundwassers waren annähernd gleich, schwankten vor Baubeginn im 1. Grundwasser 30 - 50 cm, im 2. Grundwasser nur mehr 20 - 30 cm. Das 2. Grundwasser zeigte jedoch bei verschiedenen Bauphasen (Bohrpfahlherstellung, Injektionen) starke Druckschwankungen (Fig. 8).

Die bodenmechanischen Eigenschaften der im

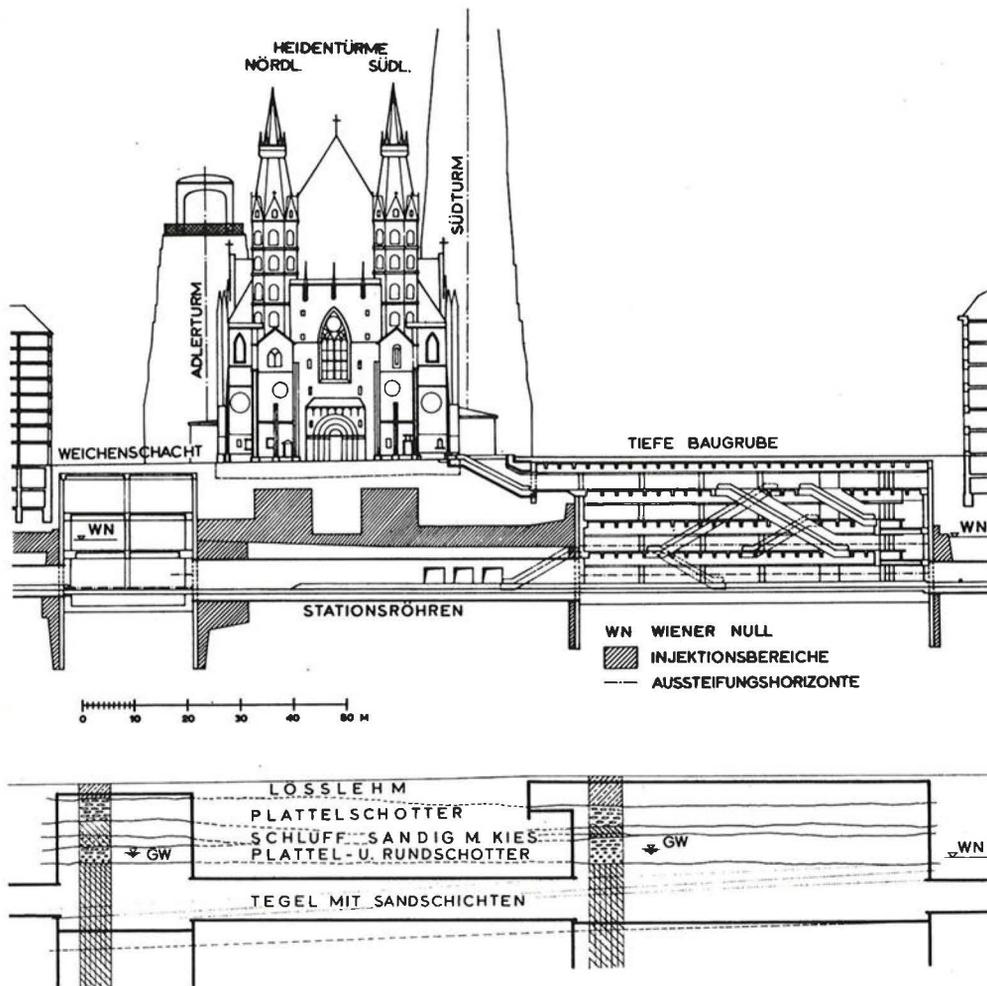


Fig. 5 Nord-Süd Schnitt durch das U-Bahnbauwerk mit geologischem Profil
North-south section, station, soil strata, geological profile

Bodenprofil BL 314 (Fig. 3) dargestellten Formationen sind den Tabellen I und II zu entnehmen. Auffallend ist beim Löss die verhältnismäßig hohe relative Sackung von $i \approx 5\%$, die somit bei der vorhandenen Schichtmächtigkeit eine eventuelle Sackung bis zu 8 cm befürchten ließ. (Fig. 6). Bei den Kiesschichten fällt ein Fehlkornbereich von 0,4 - 2 mm auf (Fig. 7). Der Tegel ist mit Ausnahme der eingelagerten Sandschichten als schwach bis stark bindiger feinkörniger Boden ein mittelplastischer, steifer Ton bis mittelplastischer, halbfester Schluff. Seine geologische Vorbelastung kann aufgrund von Laboruntersuchungen in der Größe von etwa 200 Mp/m^2 (Auswertung nach A. Casagrande) eingeschätzt werden. Die aus Versuchen festgestellte Steifenziffer (Erstbelastung) schwankt zwischen 2000 - 5000 Mp/m^2 (max. 8000 Mp/m^2) und ist von der Tiefe nicht linear abhängig. Bei mittelplastischen Schluffen wurde eine einaxiale Druckfestigkeit von etwa 20 Mp/m^2 und ein Durchlässigkeitskoeffizient von $10^{-9} \text{m}/\text{s}$ ermittelt. Bei den mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Tonen schwankt die einaxiale Druckfestigkeit

zwischen 20 - 90 Mp/m^2 und der Durchlässigkeitskoeffizient von 10^{-11} bis $10^{-10} \text{m}/\text{s}$. Die aus den Wiener Routinescherversuchen ($\epsilon = \text{const}$) abgeleiteten Reibungswinkel erreichen im Mittel 28° . Bei wiederholtem Abscheren sinken diese Reibungswinkel auf die Hälfte und oft weniger ab.

LÖSUNGSMÖGLICHKEITEN. Bei der Lösung des Problems standen mehrere Möglichkeiten zur Wahl. Aufgrund der damals geringer vorhandenen Daten wurde vorerst ein lagemäßiges Abrücken der Trasse vom Dom erwogen. Weiters wurde ein Höherlegen der Trasse untersucht und wegen der tiefen Unterkellerung der Gebäude in den Anschlußabschnitten fallengelassen. Da das Abrücken der Station sowohl funktionell eine Verschlechterung darstellt, als auch andere bedeutende Probleme aufgeworfen hätte, wurde versucht, die ursprüngliche Lösung durch alle denkbaren zusätzlichen Vorkehrungen realisierbar zu machen. Zuerst wurde entschieden, direkt vor dem Dom die ursprünglich verfolgte offene Bauweise in einen Schildvortrieb abzuändern. Belassen wurden nur

Tabelle I

Tiefe	w	w _L	w _P	I _P	I _C	I _A	n	δ _s	δ	δ _d	Sand	Schluff	Ton	φ/ψ	q _u	E _s	k	Kurzzeichen
	m	%	%	%	1	1	1	Mp/m ³			0,06-2	0,002-0,06	<0,002	grad	Mp/m ²		m/s	
3,40	19,1	-	-	-	-	-	0,380	2,74	2,02	1,70	30	68	2	33/-	8/12	2700	-	LÖ
15,00	22,7	49,5	22,5	27,0	0,99	1,23	0,400	2,76	2,09	1,70	4	74	22	28/21,5	36,5/40/46	2000	1,9·10 ⁻¹¹	TM
16,50	24,6	39,5	27,0	12,5	1,19	1,56	0,405	2,75	2,07	1,66	6	86	8	31/30	15/17/20/21	2500	1,4·10 ⁻⁹	UM
18,00	24,5	39,0	25,5	13,5	1,07	2,25	0,415	2,75	2,00	1,60	9	85	6	35/24	20,5/20,5/21,5	3200	1,1·10 ⁻⁹	UM
19,80	25,6	46,0	21,5	24,5	0,83	1,88	0,410	2,76	2,07	1,65	4	83	13	31/19	40/45/47	4600	1,6·10 ⁻¹⁰	TM
21,40	24,4	52,0	23,0	29,0	0,95	1,38	0,405	2,73	2,11	1,70	2	77	21	29/28	85/85/91	3200	2,4·10 ⁻¹⁰	TA
23,15	21,8	44,5	20,0	24,5	0,93	1,29	0,370	2,76	2,15	1,77	6	75	19	28/9	21/25	4150	5,2·10 ⁻¹¹	TM
24,90	19,5	49,0	12,5	36,5	0,81	3,04	0,395	2,75	2,02	1,63	3	85	12	28/15	56/58	3050	2,6·10 ⁻¹¹	TM
26,68	17,7	50,0	15,5	34,5	0,94	2,88	0,385	2,79	2,08	1,77	6	82	12	27/24	-	4550	8,3·10 ⁻¹¹	TM
28,65	25,0	43,0	20,5	22,5	0,80	0,90	0,405	2,74	2,08	1,66	2	73	25	30/30	-	2800	1,9·10 ⁻¹¹	TM
30,35	20,8	37,0	20,0	17,0	0,95	1,00	0,375	2,79	2,12	1,76	4	79	17	34/17,5	30,5/44/47	3450	1,6·10 ⁻¹⁰	TM
31,50	-	30,5	21,5	9,0	-	0,69	-	2,75	-	-	19	68	13	-	-	-	-	TL
32,17	20,3	36,0	18,5	17,5	0,90	0,83	0,355	2,72	2,15	1,79	12	67	21	25/19,5	27/29/35	8000	1,3·10 ⁻¹¹	TM

Tabelle II

Tiefe	δ _s		n	Kies 2-63	Sand 0,06-2	Schluff 0,002-0,06	Ton <0,002	U	k
	grob	max							
	fein	min							
m	Mp/m ³		1	Gruppensymbol				1	1
4,2	2,66	2,13	0,40	66	28	5	1	64,4	5,4·10 ⁻⁹
	2,74	1,60	0,20	GU intermittierend				0,61	0,37
7,0	2,68	2,09	0,35	69	24	6	1	79,2	-
	2,67	1,74	0,22	GU weitgestuft				2,56	-
10,0	2,70	1,98	0,38	86	13	1	-	18,2	-
	-	1,67	0,27	GW				2,42	-
12,0	-	-	-	20	54	21	5	28,2	5,9·10 ⁻⁷
	2,72	-	-	SÜweitgestuft				2,76	0,37
12,6	2,69	2,15	0,34	76	19	4	1	106	-
	2,75	1,78	0,20	GI				6,0	-
14,3	2,69	-	-	79	20	1	-	66,7	4,6·10 ⁻⁴
	-	-	-	GI				10,3	0,29

die offenen Baugruben in den Anschlußbereichen (Fig. 5). Da die Gefahr von Bodeneinbrüchen beim Tunnelvortrieb nicht mit der der Bedeutung des Domes entsprechenden Sicherheit ausgeschlossen werden konnte, wurden zusätzliche Vorkehrungen getroffen. Es sollten dabei möglichst am historischen Bestand des Domes, also auch der Fundamente, keine Eingriffe erfolgen. Diese Forderung schloß die Anwendung von Wurzelfpählen und die abschnittsweise Unterfangung mit einem Längsrost und ein Verfestigen der Fundamente aus. Die Absicht, durch die Vorkehrungen eine Verbesserung der Domfundierung selbst zu erreichen, konnte nicht verwirklicht werden, weil bei allen Unterfangungslösungen durch Injektionen oder konstruktive Maßnahmen das Risiko für den Dom zu hoch erschien. Es wurde auch eine Lösung vorgezogen,

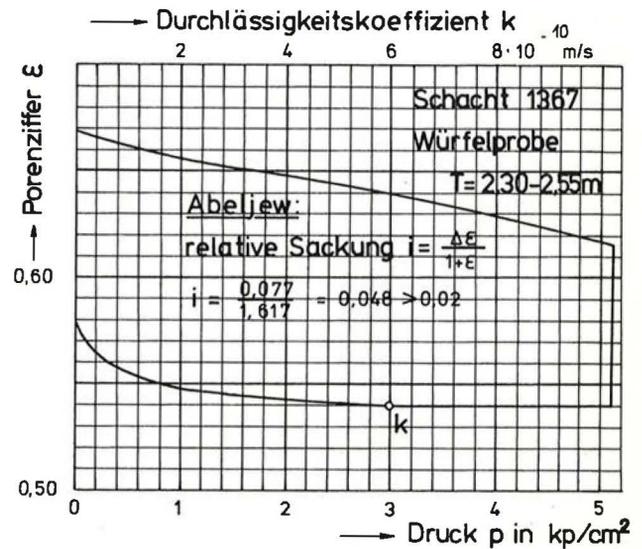


Fig. 6 Löss, Druck-Porenziffer-Diagramm
Loess, pressure-void ratio curve

bei der eine Inanspruchnahme des Dominieren nicht notwendig war. Zuletzt wurde jene Methode angestrebt, die das geringste Risiko versprach. Man war überzeugt in einer Schutzwand aus Bohrpfählen diese optimale Lösung gefunden zu haben (Fig. 2). So konnte man erwarten, den vom Baugeschehen unmittelbar erfaßten Bodenraum mit seinen Spannungen und Setzungen vom Bodenraum unter dem Dom weitgehend zu trennen und bei einem Tunneleinbruch den so gefährlichen Verlust an Bodensubstanz unter dem Dom zu verhindern.

BAUDURCHFÜHRUNG. Die Stadt Wien ersuchte im November 1970 die Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der T.H. Wien um Erstellung eines Fakultätsgutachtens, da im Interesse der gesamten Öffentlichkeit jede

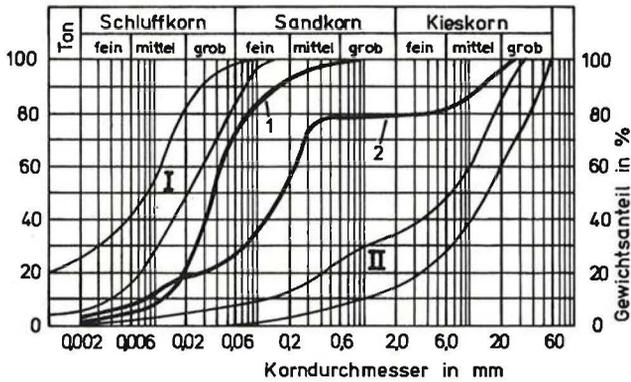


Fig. 7 Körnungsband von Tegel(I) und Kies(II)
Kornverteilung vom Löß(1) und Sand(2)
Grading zones of Tegel(I) and gravel(II)
Grading curves of loess(1) and sand(2)

Gefährdung des Domes verlässlich vermieden werden mußte. Die mit der Ausarbeitung des Gutachtens betrauten Professoren H. Borowicka, A. Kieslinger, E. Schischka und E. Tremmel stellten fest, daß die Fakultät die von der Stadt Wien vorgeschlagenen Maßnahmen grundsätzlich für ausreichend erachte. Es wurden außerdem noch weitere zusätzliche Maßnahmen vorgeschlagen, die es gestatten sollten, eine Gefahr rechtzeitig zu erkennen und dadurch sofort Gegenmaßnahmen zu ermöglichen. Es waren dies vor allem die Aufstellung von Meßeinrichtungen, besondere Auflagen bei den Bauarbeiten und schließlich die Überwachung der Arbeiten durch einen unabhängigen Ingenieur, welcher - ähnlich wie die staatliche Bauaufsicht bei großen Wasserbauten - unbelastet vom alltäglichen Baugeschehen persönlich für die Sicherheit des Domes verantwortlich sein sollte. Die erwähnten Professoren und der für die Bauüberwachung bestellte Zivilingenieur für Bauwesen F. Liebcher haben die Beratung bzw. Überwachung der Bauarbeiten, soweit sie dem Dom betrafen, übernommen.

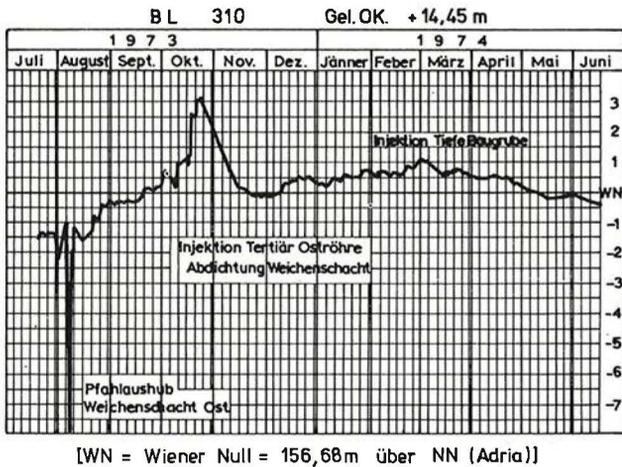


Fig. 8 Ganglinie - Tertiärgrundwasser
Tertiary groundwater level curve

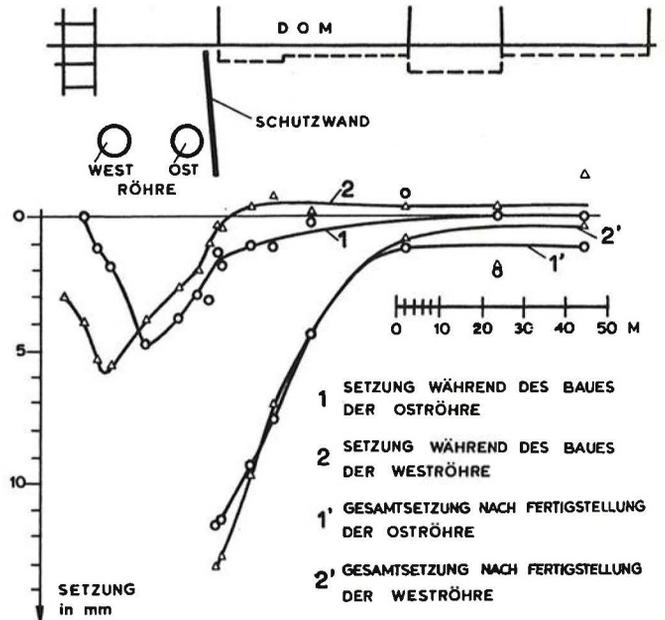


Fig. 9 Setzungslinie im West-Ost Schnitt
6 m nördlich der Domachse
Settlement curve in west-east section,
6 m north of the axis of the cathedral

Im Drehbohrverfahren wurden die 50 Pfähle der Schutzwand mit stets voreilender Verrohrung unter dauernder Kontrolle des Domverhaltens hergestellt. Zwischen den Einzelpfählen wurde zur Erhaltung einer Grundwasserkommunikation ein lichter Abstand von mindestens 10 bis 30 cm bei einem Pfahldurchmesser von 90 cm vorgesehen. Danach wurden die Baugrubenumschließungen des Weichenschachtes und der tiefen Baugrube (Fig. 4) nach der gleichen Methode hergestellt. Zum sicheren Vermeiden eines Ausbläuers während der Schildfahrt unter Druckluft und zur besonderen Abstützung der Schutzwand im Bereich der Heidentürme wurden im Quartär eine plattenförmige Zone verfestigt und zwei Querriegel durch Injektionen hergestellt. Zum Anfahren des Stationschildes wurde das Tertiär injiziert. (Fig. 2, 4 und 5). Eine besonders große Aufnahmefähig-

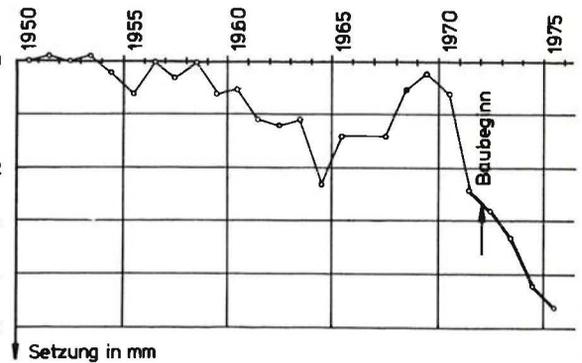


Fig. 10 Jahresganglinie der Setzungen-Südturm
Settlement curve 1950 - 1975,
southtower

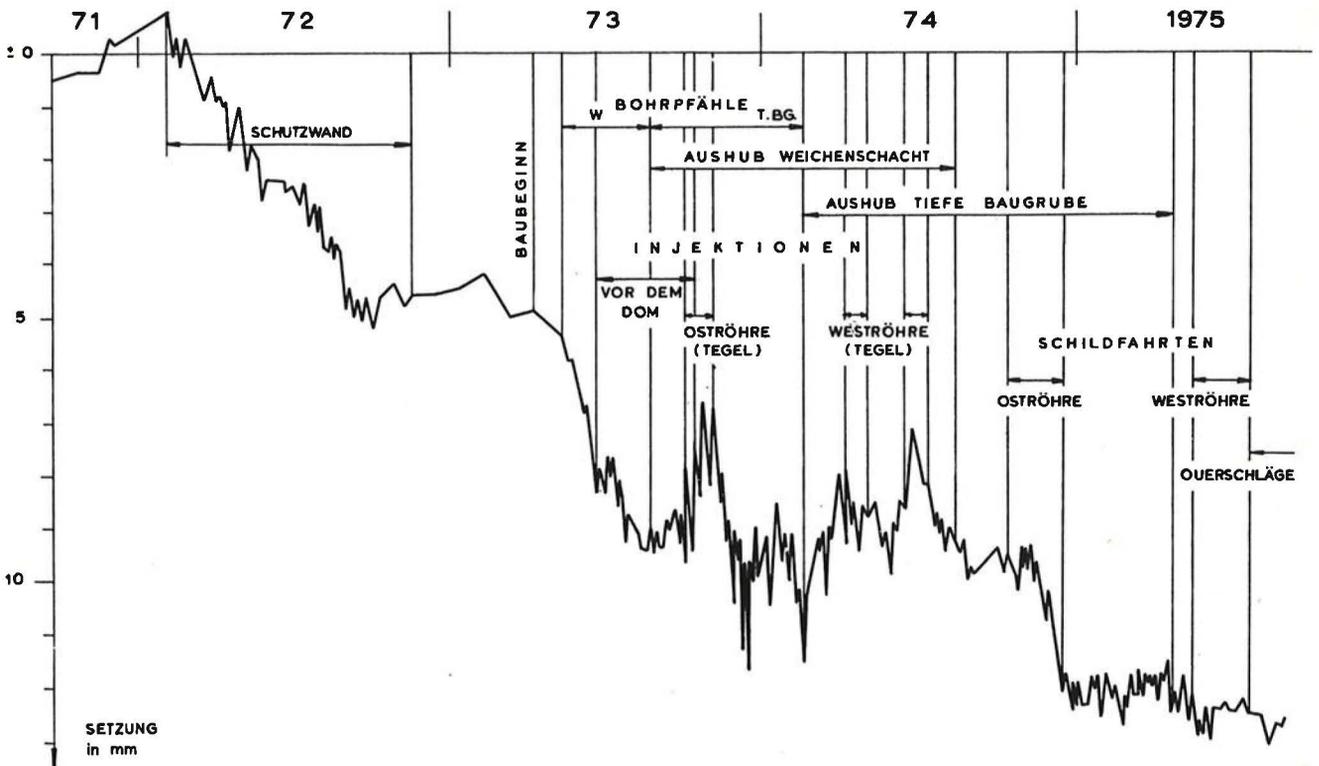


Fig. 11 Setzungen des nördlichen Heidenturmes, Westfassade
Settlements of the northern Heidenturm, western-facade

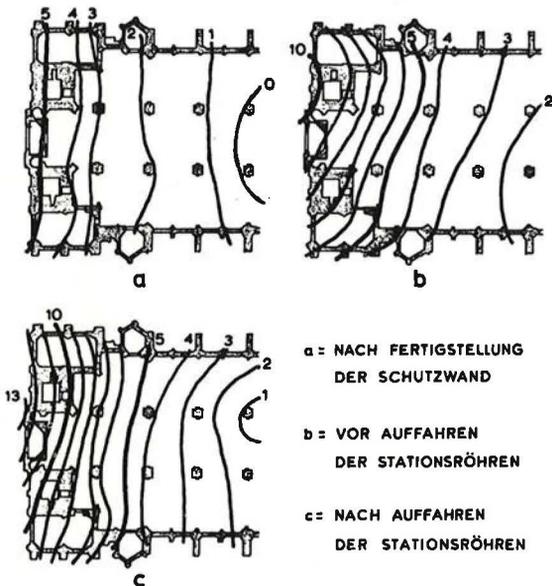


Fig. 12 Setzungsisohypsen, Dom, Abstand in mm
Settlement isohypsen, distance in mm,
cathedral

keit an Injektionsgut im Bereich der westlichen Stationsröhre läßt auf das Vorhandensein alter, nicht verfüllter Hohlräume schließen. Beim Aushub der Baugrube wurde eine möglichst geringe Wandbewegung durch eine sparsame Verwendung provisorischer Aussteifungshorizonte erreicht. Wegen des zweiten Grundwasserhorizontes wurde durch eingebrachte Rohre eine Entspannung herbeigeführt. Wegen der besonderen Größe der tiefen Baugrube wurde der Aushub in Drittelsabschnitten durchgeführt. Die Stationstunnelvortriebe erfolgten mit einem Handschild unter Druckluft von 0,5 atü.

SCHLUSSFOLGERUNGEN. Die sehr umfangreichen Beobachtungen der Setzungen, Erschütterungen und Neigungen an fast allen wichtigen Punkten des Domes zeigten, daß sich die getroffenen Schutzmaßnahmen voll bewährt und alle gemessenen Werte den zulässigen Bereich bei weitem nicht überschritten haben (Fig. 11). Der größte Anteil der gemessenen Setzungen geht auf die Herstellung der Bohrspahlwände zufolge der mit diesem Bauverfahren verbundenen unvermeidbaren Erschütterungen und der Störung des vorhandenen Bodengleichgewichtes mit seinen Umlagerungen zurück. Bodenverlust und Auflockerung wird teilweise ebenfalls maßgebend gewesen sein. Der große Einfluß entstand aber auch dadurch, weil es die erste und die dem Dom nächstliegende Maßnahme war. Nach Vollendung der Schutzwand hatte sich die Sicherheit des Domes gegen eine Gefährdung durch das restliche Baugeschehen bedeutend erhöht. Erwartungsgemäß brachte die Schildfahrt unter

Druckluft nur mehr einen geringen Setzungsanteil. Die dabei gemessenen Erschütterungen waren unbedeutend. Auch der Aushub der tiefen Baugrube zeigte keine Setzungszunahme. Dieser Anteil läßt sich zufolge der gleichzeitig ausgeführten Injektionen mit vermutlichen Hebungen nicht näher beurteilen. Die lagemäßige Verteilung der Setzungen (Fig. 12) zeigt große Gleichmäßigkeit mit einem wegen der Nähe des Weichenschachtes erwartungsgemäßen Maximum beim nördlichen Heidenturm. Der Anfahrvorgang des Schildes dürfte keinen Einfluß gehabt haben. Die Setzungsverteilung in Domlängsachse zeigt im Bereich der Schutzwand einen Knick (Fig. 9), wobei aber ein direkter Vergleich zwischen den Bereichen beiderseits der Schutzwand zufolge verschiedenartiger Einflüsse nicht einwandfrei gezogen werden kann. Für die Bauarbeiten wurde die oberste Erschütterungsgrenze mit einer Beschleunigung von $b = 20 \text{ cm/sec}^2$ gleichgesetzt. Für dauernde Belastung wurden 2 cm/sec^2 und für gelegentliche Belastungen 5 cm/sec^2 als zulässig angenommen. Die Einhaltung dieser Grenzen hat sich bewährt. Der 136,7 m hohe Südturm liegt weit außerhalb des engeren Setzungsbereiches. Seine Setzungszunahme ist gegenüber dem langjährigen Setzungsverlauf unbedeutend (Fig. 10).

LITERATUR

- Bachleitner, R. (1966): "Der Wiener Dom" Wiener Dom-Verlag, Wien
- Balogh, I. (1970): "Gutachten über den Bauzustand von St. Stephan", unveröffentlicht
- Borowicka, H. (1963): "Der Wiener Routine-scherversuch", Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik T.H. Wien, Heft 5
- Borowicka, H. (1970): "10 Jahre Wiener Routinescherversuch", Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik T.H. Wien, Heft 11
- Bundesversuchs- und Forschungsanstalt Arsenal, Wien (1974): "Resonanzmessungen im Bereich der Eligiuskapelle des Stephansdomes", unveröffentlicht
- Döllerl, A. (1970): "Die Baugrunduntersuchungen für den Wiener U-Bahnbau", Der Aufbau Heft 5/6, Wien
- Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen T.H. Wien (1971): "Gutachten über den Schutz des Domes von St. Stephan während des Baues der U-Bahn", unveröffentlicht
- Fischer, K. (1950): "Technischer Bericht, Südturm St. Stephan", Gewichtsberechnungen, unveröffentlicht
- Grundbau der Stadt Wien - MA 29 (1969): "Bericht über die zu erwartenden Schutzmaßnahmen für den Dom zu St. Stephan anlässlich des U-Bahnbaues", unveröffentlicht
- Hondl, A. (1972): "Die Schutzwand vor dem Stephansdom", Der Aufbau, Heft 11/12, Wien
- Kieslinger, A. (1949): "Die Steine von St. Stephan", Herold, Wien
- Kieslinger, A. (1971): "Gutachten Baugrund Stephansplatz", unveröffentlicht
- Küpper, H. (1965): "Geologie von Wien, Kurzfassung 1964", Hollinek-Borntraeger, Wien-Berlin
- Liebscher, F. (1975): "Abschlußbericht - Schutzmaßnahmen St. Stephan", unveröffentlicht
- Flachy, H. (1972): "Geologie und U-Bahnbau in Wien", Der Aufbau, Heft 11/12, Wien
- Singer (1932): "Der Baugrund", Springer, Wien
- Stögerer, K. (1973): "Bericht des Dombau-meisters über den Arbeitsfortschritt", Zeitschrift "Der Dom", Wien, Heft 2
- Versuchs- und Forschungsanstalt der Stadt Wien, MA 39 (1971 bis 1973): "Erschütterungsmessungen am Stephansdom", unveröffentlicht
- Voit, W. (1929): "Das unterirdische Wien im Bezug auf den Bau künftiger Untergrundbahnen", Zeitschrift ÖIAV, Wien, Heft 9/10
- Wiener Stadtvermessung, MA 41 (1971): "Neigungs- und Libellenmessungen", unveröffentlicht

ERFAHRUNGEN MIT ABDICHTUNGSSOHLN BEI BAUGRUBEN IM GRUNDWASSER
EXPERIENCES OF SEALING STRATA WITH EXCAVATION PITS IN GROUND WATER
EXPERIENCES AVEC L'ETANCHEITE DU FOND DE FOUILLE D'OUVRAGE DANS LA NAPPE PHREATIQUE

P. STOCKHAMMER, Dipl.-Ing., Johann Keller, Wien
 V. BAUMANN, Dipl.-Ing., Johann Keller, Offenbach

SUMMARY. Making excavations below the ground water table requires that the working space is kept dry. When the ground water table is lowered over a large area the rights of neighbouring landowners are increasingly involved. This situation also applies in the event of subsequent soil settlements and the drying up of "water supply" sources. These problems crop up particularly when excavations are made in densely built-up areas and require a long building time. In order to minimize adverse effects on neighbouring buildings, excavations are made in the form of troughs. By the use of this method the need for dewatering bottom techniques can be completely or partially eliminated. The bottom of such troughs is usually made by injections. Whether chemical or cement grouting is necessary here depends on the type of soil. A similar effect is obtained in gravel by means of Keller's deep vibro process with sand supply. The given measures are usually only of significance during the building period. However, trough injections have also been carried out as long-term measures. With the aid of examples viewpoints regarding planning and execution are being delineated and reports made on control measures and job success.

RESUME. La construction de fouilles d'ouvrage dans la nappe phréatique demande un rabattement de celle-ci. Ce touche le droit des voisins, par exemple effondrement par tassement ou séchage des puits d'eau. Le problème est plus grand, si la fouille d'ouvrage se situe dans les régions fortement bâties ou en cas d'une durée prolongée des travaux. Pour réduire l'influence sur les bâtiments voisins on construit les fouilles en murs étanches et le problème de rabattement de nappe est éliminé au moins partiellement. Le fond est à construire par un système d'injections. En fonction des propriétés du terrain on applique l'injection du ciment ou l'injection des produits chimiques. Dans les sables gravillons on arrive au résultat similaire par application de la méthode de vibrocompactage Système Keller en ajoutant de sable. Les sus-dites mesures ne portent l'importance que pendant la période de construction. Mais, toutefois, on a déjà exécuté des injections du fond comme mesures permanentes. A la base d'exemples l'auteur discute l'étude de projets et ses exécutions. En plus il rapporte sur les méthodes de contrôle et les résultats des mesures appliquées.

1) Projektierung

1.1 Wahl des Bauverfahrens

Sohlinjektionen werden insbesondere dann ausgeführt, wenn injizierbarer Boden ansteht, eine Absenkung des Grundwassers außerhalb der Baugrube unerwünscht und eine allseitige wasserdichte Umschließung mit Einbindung in eine un-

durchlässige Schicht unmöglich ist. Fallweise geben auch andere Gesichtspunkte den Ausschlag, wie z.B. die hohen Kosten eines eventuellen Beweissicherungsverfahrens oder die Befürchtung, daß Salz oder Brackwasser aus größeren Tiefen im Falle einer Wasserhaltung angesaugt werden könnten.

Eine Grundwasserabsenkung ist immer dann problematisch, wenn in der Umgebung der Baugrube zusammendrückbare Schichten, wie z.B. Torfe, anstehen oder schlecht gegründete, oft alte Kulturbauten mit Holzpfehlgründungen oder andere sehr setzungsempfindliche Gebäude angetroffen werden. Oft werden in der näheren Umgebung der Baustelle Wasserrechte betroffen, was zu zeitraubenden rechtlichen Komplikationen und Ersatzansprüchen führen kann.

Ist die Ausführung einer Wanne beschlossen, sollten Alternativlösungen untersucht werden, wie z.B. Unterwasserbetonsohle, Vereisung oder fallweise eine Senkkastengründung. Unterwasserbeton bietet sich bei geringen Wasserspiegeldifferenzen gelegentlich an. Die Erfahrung hat gezeigt, daß andere Verfahren bereits im Anfangsstadium der Planung vielseitiger Gründe wegen ausgeschlossen wurden.

Die Anpassung der Sohle an jede gewünschte Form des Grundrisses ist möglich. Eine Abtreppung der Injektionssohle entsprechend den Aushubtiefen des zu erstellenden Bauwerkes ist mit Erfolg problemlos ausgeführt worden. Der Anschluß der Sohle an die Wand gelingt zweifelsfrei. Diese ist meistens aus Beton. Spundwände scheiden meistens dann aus, wenn aufgrund von Hindernissen mit Schloßsprengungen gerechnet werden muß. (Hilfsmaßnahme: Injektionsabdichtung der beschädigten Schlösser).

Sorgfältige Bodenerkundungen müssen zur Angabe der Kornverteilung und der vorhandenen Durchlässigkeit durchgeführt werden. Dies entscheidet, ob Lösungen oder Suspensionen verpresst werden können. Sprechen alle vorgenannten Überlegungen für Ausführung einer Injektionssohle, ist dies die wirtschaftlichste Lösung. Darüber hinaus ist das Bauverfahren interessant, wenn die bei einer Grundwasserabsenkung zu fördernden Wassermengen groß und über lange Zeit zu pumpen sind.

In stark durchlässigen Kiessanden und bei weniger strengen Anforderungen an die zu pumpende Wassermenge kann der k-Wert mit Erfolg durch Tiefenrüttlung mit Sandzugabe reduziert werden.

1.2 Gesichtspunkte zur Planung

Der Entwurf muß zwei Kriterien genügen, und zwar der Auftriebssicherheit und dem erforderlichen k-Wert bzw. der erlaubten Absenkung außerhalb der Baugrube. Danach richten sich Tiefenlage,

geforderte Durchlässigkeit und Stärke der Injektionssohle. Bei Bestimmung der Tiefenlage müssen Hochwasserstände berücksichtigt werden. Dabei kann das Gewicht der Injektionssohle für die Berechnung um ca. 10 % im Vergleich zum ursprünglichen Zustand erhöht werden. Der volle Wasserüberdruck wirkt an der Unterkante der Injektionssohle. Die darüberliegenden Schichten werden als wassergesättigt in Ansatz gebracht. Die erforderliche Sicherheit gegen Auftrieb muß 1,1 sein.

Für die Sohlstärke ermittelt sich nach dem Darcy'schen Gesetz - bei der erreichbaren Durchlässigkeit von ca. 10^{-8} m/sec - ein Wert in der Größenordnung von Dezimetern, der aufgrund praktischer Beschränkungen nicht herstellbar ist. Als Minimaldicke der Sohle wird deshalb $d = 1,0$ m empfohlen.

Durch eine Injektionssohle sickert eine geringe Wassermenge, die beispielsweise bei Verwendung von Wasserglas alkalischen Charakter haben kann. Ist in dem die Injektionssohle überlagernden Boden elektrolythaltiges Wasser (Härtebildner) enthalten, das durch die Vermischung mit dem alkalischen Wasser ausgefällt wird, kann im Überlagerungsbereich eine weitere sekundäre Dichtungszone entstehen, unter der sich Wasserdruck aufbaut. Der Wasserdruck muß auch hier geringer sein, als das Gewicht der sekundären Dichtungszone überlagernden Bodens, um ein Aufbrechen der Aushubsohle zu verhindern. Die Anordnung eines vertikalen Drainagesystems zum Abbau des Wasserdrucks oberhalb der Injektionsschicht kann deshalb erforderlich werden.

Prinzipiell wird die Wahl des Injektionsgutes den ausführenden Firmen überlassen. Allerdings muß die Umweltverträglichkeit der verpressten Materialien u. a. auch gegen Beton gesichert sein. Zement und Bentonit können unbedenklich angewendet werden, ebenso Chemikalinjektionen, bei denen z.B. Wasserglas durch Essigsäure ausgefällt wird. Die Bohr- bzw. Verpresseinrichtungen müssen außerdem den Lärmschutzbestimmungen entsprechen.

Bei der Wahl der Injektionsmittel muß ferner die Erosionssicherheit berücksichtigt werden. Die geforderte einaxiale Druckfestigkeit von mindestens 1,5 kp/qcm wird mit herkömmlichen Rezepturen überschritten. Darüber hinaus können obere

bzw. untere Grenzschichten mit Hartgelen gesondert verfestigt werden.

Die Ausführungszeit kann den Erfordernissen angepaßt werden, falls die Verhältnisse den Einsatz mehrerer Bohrgeräte oder das Arbeiten in mehreren Schichten ermöglichen. Umschließungs- und Injektionsarbeiten können mit geringer zeitlicher Verschiebung gleichzeitig laufen. Unmittelbar nach Fertigstellung der Abdichtung kann mit dem Auspumpen begonnen werden.

Anstelle von Injektionsgut wird bei Anwendung des Keller'schen Rütteldruckverfahrens zur Abminderung der Durchlässigkeit von Kiessanden Feinsand unterhalb der Aushubsohle eingebaut und verdichtet. Bei einem Ausgangs-k-Wert von 10^{-3} m/sec wird die Durchlässigkeit um rund 2 Zehner Potenzen verringert, was insbesondere bei kurzzeitig wasserfrei zu haltenden Baugruben eine wirtschaftliche Lösung darstellt. Die Aushubarbeiten der meist mit Spundwänden umschlossenen Baugruben erfolgt unter offener Wasserhaltung. Die erzielte Verbesserung der Bodenkennwerte erlaubt eine höhere Bodenpressung und eine günstigere Bemessung der Umschließung aufgrund Anstiegs des passiven Erdwiderstandes. Der gesamte Verdichtungsbereich unterhalb der Baugrubensohle wird für den Abbau des Druckgefälles in Ansatz gebracht und gewichtsmässig als Boden unter Auftrieb betrachtet. Das aufgrund des Verdichtungserfolges erhöhte Raumgewicht lässt eine geringere Einbindetiefe der Umschließungen zu.

2) Ausführung

Hier werden Gesichtspunkte im wesentlichen nur insofern erörtert, als sie für das hier beschriebene Bauverfahren von Wichtigkeit sind, also über Überlegungen bei normalen Injektionen hinausgehen.

Das Einbringen der Injektionslanzen kann durch Rammen, Bohren oder mit Hilfe von Aufsatzrüttlern geschehen. Die Verpreßarbeiten können durch Ventilrohre oder auch durch das Rammgestänge direkt vorgenommen werden. Die Lanzen werden in der Regel vertikal eingebaut mit Verpreßventilen im Bereich der herzustellenden Abdichtungssohle.

Der Lanzenabstand ist abhängig vom Boden, aber auch von den Abmessungen der Baugrube und von

der Art der Verpreßlanzen. Bei langen Kanalabschnitten z.B. muß der Abstand der Lanzen zueinander dem Systemmaß der hergestellten Baugrube angepaßt sein. Wird die Verpressung nur durch ein einziges Verpreßventil vorgenommen, wird der Abstand der Lanzen klein gewählt. In einem solchen Fall wird der Lanzenabstand ca. 0,7 m betragen, während er bei Anordnung mehrerer Verpreßstufen zu ca. 1,4 m gewählt wird. Bei Kiesen ist der Lanzenabstand teilweise noch grösser. Die Anordnung der Verpreßlanzen aufgrund der gepumpten Menge erscheint nur wenig praktikabel, da das Fließverhalten des Injektionsgutes selbst bei sorgfältigen Bodenaufschlüssen nicht vorausgesagt werden kann. Ferner ist dadurch der zunächst voneinander unabhängige Bauablauf der Injektions- und Bohrarbeiten beeinträchtigt.

Um einen guten Anschluß der Sohle an die Wand zu erhalten, werden die Lanzen nahe der Umschließungswand eingesetzt. Ein Abstand, der ungefähr ein Viertel der normalen Lanzenabstände zueinander entspricht, kann als Richtwert angenommen werden. Häufig wird die Stärke der Injektionssohle im Bereich der Randzone vergrößert, und zwar durch Anordnung weiterer Verpreßventile. Ebenso kann der Abstand der Verpreßlanzen zueinander innerhalb der Anschlußsohle an die Umschließungswand verringert werden im Verhältnis zum Mittelpunkt der Baugrube, da im Randbereich mit erhöhter Zuströmung zu rechnen ist.

Die Anzahl der Verpreßstufen richtet sich nach der Dicke der Abdichtungssohle. Bei Manschettenrohren ist der vertikale Abstand der Verpreßöffnungen in der Regel 0,33 m. Bei Injektionen direkt durch das Rammgestänge wird beim Ziehen des Gestänges kontinuierlich verpreßt. Dieses Verfahren hat den Nachteil, daß Nachverpressungen im gleichen Loch nicht möglich sind. Die Verpreßarbeiten werden in aller Regel von unten nach oben durchgeführt.

Die Bohrarbeiten müssen einen räumlichen und zeitlichen Vorlauf zu den Injektionsarbeiten haben. Mindestens 10 m sind zu empfehlen, um die beiden Arbeitsprozesse nicht gegenseitig zu stören und Umlauf des Injektionsgutes zu den Bohrarbeiten hin zu vermeiden. Es empfiehlt sich, das Verpressen in einer Ecke der Baugrube zu beginnen und dann frontweise fortzuschreiten. Dadurch wird das Porenwasser ausgedrückt

und durch Injektionsgut ersetzt. Bei systemlosem Vorgehen der Verpreßarbeiten können sich "Wassernester" innerhalb der Injektionssohle einschliessen, die dann beim nachträglichen Verpressen ausgedrückt werden und die Injektionsschicht aufsprengen. Aus diesem Grunde sollte auch die spätere Kontrolle nicht durch Wasserabpreßversuche, sondern immer nur als Nachpreßarbeit mit auch vorher verwendetem Verpreßgut durchgeführt werden.

Bei Schlabdichtungen eignet sich besonders die Einrichtung einer zentralen, automatischen Misch- und Verpreßstation, da hierdurch die exakte Aufbereitung des Injektionsgutes erreicht wird. Die Anordnung von Druck- und Mengenschreibern ist in der Regel vorgeschrieben. Die Auswertung der Diagramme gibt jedoch noch keinen schlüssigen Beweis für den Erfolg der Arbeiten. Dennoch können die Diagramme als Hilfe bei der Abrechnung verwendet werden.

Die Verpreßgeschwindigkeit ist von den Bodenkennwerten abhängig. In der Literatur finden sich Angaben von 7 - 10 l/min. Diese decken sich auch mit den Erfahrungen bei den später geschilderten Baustellen. Eine geringe Verpreßgeschwindigkeit ist von Vorteil.

Der Verpreßdruck ist u. a. von der Verpreßgeschwindigkeit abhängig, so daß eine Angabe allein von z. B. 3 atü nicht ausreicht. Hier müssen auf der Baustelle Erfahrungen gesammelt werden, die relativ zueinander gewertet werden können. Dabei wird der Verpreßdruck zu Beginn der Arbeiten geringer als zum Abschluß der Arbeiten sein.

Die Verpreßmenge wird in der Regel aufgrund des ermittelten Porenvolumens der zu verpressenden Schicht errechnet. Hinzu gerechnet werden ca. 35 % für die Vermischung und für Verlust. Die Erfahrung zeigt, daß dieses die untere Grenze des Zuschlages ist.

Bei Kiesen oder noch gröberem Böden werden Zement- und Bentonitsuspensionen verpreßt. Das Mischungsverhältnis richtet sich nach der zu erreichenden Festigkeit. Als Richtwert gilt ein Verhältnis von 4 : 1 bei einem Verhältnis von Wasser zu Feststoffen von 3:1. Bei Chemikalinjektionen sind die bekannten Monosol- und Monodurlösungen verpreßt worden. Als Basis dienen Natronwasserglas, Wasser und ein Fällmittel. Die Wasserbeständigkeit muß erreicht

sein, so daß sich eine Neutralisation von mindestens 40 % einstellen muß, um Schwierigkeiten zu vermeiden.

Die ausführenden Firmen veröffentlichen das exakte Mischungsverhältnis nicht. Außerdem schreitet die Entwicklung voran, so daß sich die Zusammensetzung mit der Zeit geändert hat; weiterhin erfordert jedes Projekt kleine Änderungen des Mischungsverhältnisses, um den gestellten Anforderungen gerecht zu werden.

Sind die Injektionsarbeiten abgeschlossen, wird in der Regel sofort mit dem Auspumpen des noch innerhalb des Troges befindlichen Wassers begonnen. Tiefbrunnen, die nicht tiefer als 1 m oberhalb der Oberkante Injektionssohle enden dürfen, Vakuumwasserhaltungsanlagen oder auch offene Wasserhaltungen senken den Wasserspiegel allmählich ab. Bei Tiefbrunnen mit Durchmesser von z. B. 60 cm reicht die in der Endphase zur Verfügung stehende Filterfläche nicht aus, um das Absenkziel zu erreichen. Zusätzliche Pumpen müssen dann eingesetzt werden, um das Absenkziel in Teilschritten schließlich zu erreichen. Beim Einbringen der Lanzen entstehen Zwischenschichten oberhalb der Injektionssohle durch Erhärten der Bohrspülung. Diese Zwischenschichten zögern das Erreichen des Absenkziels ebenfalls hinaus. Im Leistungsverzeichnis der Ausschreibung sollte das Abpumpen in einer besonderen Position erfaßt sein, um damit klarzustellen, welche der am Bau beteiligten Unternehmen das Abpumpen übernimmt.

Tiefenrüttler werden in der Regel mit Wasser-spülung versenkt. Danach wird ein Material zugegeben, das vorzugsweise aufgrund von Kriterien für Ausfallkörnungen gewählt wird. Die zuzugebende Menge richtet sich nach der Ausgangslagerungsdichte. In Wiener Donau-Sanden werden 12 bis 15 % Volumenverminderung durch die Verdichtung erzielt. Der Abstand der Punkte zueinander liegt zwischen 3 und 4 qm je Punkt, wobei auch hier wieder die Form der Baugrube von Einfluß ist. Es empfiehlt sich die Anordnung von Gefällen zu Drainagegeräten, um das Wasser leicht ableiten zu können.

3) Kontrolle und Erfolg

Wie erwähnt, empfiehlt sich das Nachverpressen von Injektionsgut und dabei das Beobachten des Verpreßdruckes, der beim Nachverpressen höher

sein muß, als beim erstmaligen Injizieren, falls eine annähernd homogene Injektionssohle hergestellt wurde. Diese Methode ist mit Sicherheit die einfachste und praktischste. Da nur geringe Kosten entstehen, kann sie häufig ausgeführt werden. Je stärker die Injektionsschicht ist, je schlüssiger lässt sich der ermittelte Verpreßdruck werten, da z.B. bei einer stärkeren Injektionsschicht von 1,5 m ein Ausbrechen des Injektionsgutes aus der Injektionssohle unwahrscheinlich ist und damit Aufschluß über den Erfolg der bis dahin durchgeführten Arbeiten gibt.

Weitere Kontrollverfahren, wie z.B. Kernbohrungen oder der Einbau von Porenwasserdruckgebern oberhalb der Injektionssohle geben Aufschluß über örtliche Verhältnisse. Bei Kernbohrungen muß beachtet werden, daß die Sohle nicht vollkommen durchbohrt wird. Die vorhandene Festigkeit innerhalb eines gewonnenen Injektionskernes zu ermitteln, führt zu keinen sinnvollen Werten, da der Kern während der Bohrmaßnahmen zerstört werden kann. Die vorgenannten beiden Verfahren sind aufwendig und werden nur in Einzelfällen durchgeführt.

Die Kontinuität der Sohle durch seismische Untersuchungen nachzuprüfen, ist denkbar. Es fehlen leider bisher Vergleichswerte. Dennoch scheint dieses Verfahren entwicklungsfähig, insbesondere, wenn vor Beginn der Arbeiten die Abmessungen der Verpreßlanzen und der Untersuchungsgeräte aufeinander abgestimmt werden, um den späteren Einbau der Meßgeber in die Lanzen zu ermöglichen.

Als letztes bleibt die Abgrenzung von Teilabschnitten innerhalb einer Baugrube und das Abpumpen des Wassers innerhalb dieses Bereiches als Großversuch. Dabei gemessene Wassermengen und die Veränderung des Grundwasserstandes innerhalb und außerhalb des Untersuchungskastens ergibt einen sicheren Nachweis. Eine derartige Abgrenzung ist allerdings meistens mit Mehrkosten verbunden und nur bei großen Baugruben durchführbar.

Bei den bekannten Baustellen sind die Abdichtungsarbeiten meistens mit sehr gutem Erfolg abgeschlossen worden. So ist die Forderung einer Zuströmung, die 1 - 5 l/sec pro 1000 qm Baugrubenfläche entspricht, noch unterschritten worden. Die dabei eingetretene Absenkung des

Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube lag in der Größenordnung zwischen 50 und 100 cm. Die in durch Tiefenrüttlung abgedichteten Baugruben eingeflossene Wassermenge ist um ca. das 15-fache höher, als der vorher angegebene Richtwert. Die eingetretene Absenkung wurde nicht gemessen.

4) Kritische Wertung des Verfahrens

Über den Erfolg wurde im Vorgehenden berichtet. Dennoch gibt es noch einige Gesichtspunkte, die kritisch untersucht werden müssen. So ist bereits darauf hingewiesen, daß die einströmende Wassermenge im Randbereich höher als im Zentrum einer Baugrube ist. Ferner wurde erwähnt, daß die erforderliche Sohlstärke geringer sein könnte, als wie sie zur Zeit noch durchgeführt wird, da derart dünne Injektionssohlen nicht mit Sicherheit hergestellt werden können.

Das Problem der Synärese tritt, abhängig von der Rezeptur, bei Chemikalinjektionen auf. Es ist das Phänomen, daß das hergestellte Gel durch Verdichtung und Zusammenziehung an Volumen verliert. Da für Abdichtungszwecke in der Regel nur weiche Gele, in denen die Anziehungskräfte gering sind, verwendet werden, ist das Problem nur von geringer Wichtigkeit. Laborversuche und praktische Erfahrungen zeigen eindeutig, daß die Volumenabminderung geringer ist, je geringer der Prozentsatz des Härterers im Verhältnis zum Wasserglas ist. Bei diesem Fragenkomplex ist ferner zu beachten, wie hoch die spezifische Oberfläche ist, da die Regel gilt, daß die Synärese um so schwächer ist, je grösser die spezifische Oberfläche ist.

Vom praktischen Standpunkt tritt während des Bodenaushubs ein Problem auf, das entsteht, wenn einzelne Injektionslanzen aus dem Boden herausgerissen werden. Die Lanzen brechen in der Regel ab, können jedoch teilweise hochgezogen werden. Dieses Problem ist nicht durch stückweises Abschneiden der Lanzen zu beseitigen, da dies unterhalb der Aushubebene geschehen müsste, sondern nur durch Sollbruchstellen. Praktische Erfahrungen haben jedoch gezeigt, daß trotz Herausziehens der Lanzen die Wassermenge nicht zunahm, und daß auch in Bereichen herausgezogener Lanzen keine Fehlstellen, d.h. keine Quellen aufgetreten sind.

Ein weiteres Problem ist darin zu sehen, daß sich die Injektionslanzen aus der Injektionszone herausstanzen können, wenn sich das Bauwerk später setzt und die Injektionslanzen mit ihrer Oberkante direkt an den Beton anschliessen. Die Injektionslanzen werden deshalb nach Erreichen der endgültigen Aushubsohle entweder unterhalb abgeschnitten oder aber, falls eine Sauberkeitsschicht zunächst aufgebracht wird, bündig mit der Aushubebene belassen. Der kritische Zeitpunkt für das Herausstanzen tritt auch erst dann ein, wenn die Injektionssohle ihre Funktion erfüllt hat, falls es sich um keine permanente Lösung handelt.

Auf dem Markt werden von einigen Herstellern für das Injektionsgut Rezepturen angegeben, die bereits zu Schwierigkeiten geführt haben, wenn sie in Hände von nicht fachkundigen Firmen geraten. Der planende Ingenieur sollte vor Bauausführung vorgeschlagene Mischungsverhältnisse kritisch prüfen.

Eine Trennung der Wassermenge in einen Teil, der durch die Wand und einen, der durch die Sohle einströmt, ist fast unmöglich. Ein gezieltes Nachinjizieren ist deshalb meist nicht durchführbar, kostspielig und zieht eine Verlängerung der Bauzeit nach sich. Obgleich solche Probleme bisher nicht bekannt wurden, wird darauf hingewiesen und allen am Bau Beteiligten empfohlen, gemeinsam nach einer sinnvollen Lösung zu suchen.

Mit Ausnahme des letzten Problems treten bei der Anwendung von Tiefenrüttlern derartige Probleme nicht auf, obgleich auch hier die Randzone besonders gut verdichtet sein muß. Zweifel an der Umweltverträglichkeit bestehen hier nicht, ein Herausreisen oder Herausstanzen von Fremdkörpern oder auch das einer Schrumpfung ist nicht denkbar.

5) Baustellen

Im Folgenden wird von einigen Baustellen berichtet, die im letzten Jahrzehnt von der Firma Johann Keller GmbH durchgeführt wurden. Es wird darauf hingewiesen, daß auch von anderen Firmen - teilweise auch noch früher - ähnliche Baumaßnahmen mit Erfolg abgeschlossen wurden. So z.B. bei Staustufen am Rhein, bei Arbeiten in Holland als Dauermaßnahme, oder auch bei einer großen Baugrube in Innsbruck.

Sammler Bergedorf

Die Arbeiten sind bei Verfassung dieses Berichtes gerade begonnen worden. Es handelt sich hier um ein Taktverfahren zur Verlegung von Abwasserleitungen, bei dem die Umschließungsarbeiten und Abdichtungsarbeiten in Einzelabschnitten ausgeführt werden. Ein Abschnitt, der jeweils in Bearbeitung ist, besteht aus drei Teilabschnitten von je 45 m Länge. Die Gesamtlänge beträgt rund 2,8 km. Es sind keine Auflagen bezüglich der zu pumpenden Wassermenge gestellt worden. Es ist dagegen gefordert, daß keine wesentliche Beeinflussung des Wasserspiegels im Bereich einer ca. 30 m entfernt parallel zum Hauptsammler verlaufenden Wasserversorgungsleitung auftreten darf, die vor ca. 50 Jahren gebaut wurde und deren Fugen als leicht zerstörbare Stemmuffen ausgebildet sind. Die ersten Erfahrungen zeigen, daß auch hier die Arbeiten erfolgreich sind.

Sammelkanal Wien

Es ist hier eine Auswahl von vier Baustellen getroffen, die repräsentativ für über zwanzig Arbeiten der letzten Jahre sind. Alle Aufträge wurden nach dem gleichen Prinzip abgewickelt, wobei die maximale Wasserspiegeldifferenz 9 m betragen hat. Auch hier sei der Hinweis erlaubt, daß die angegebene tatsächliche Wassermenge wiederum die Gesamtwassermenge darstellt. Der Anteil, der durch die Spundwandschlösser zuströmt, ist beträchtlich, ist aber nie genau erfaßt worden, da die tatsächliche Wassermenge weit unter der erlaubten liegt. (Siehe Figur 1 B).

Aus Tabelle I gehen alle für die Baustelle charakteristischen Merkmale hervor.

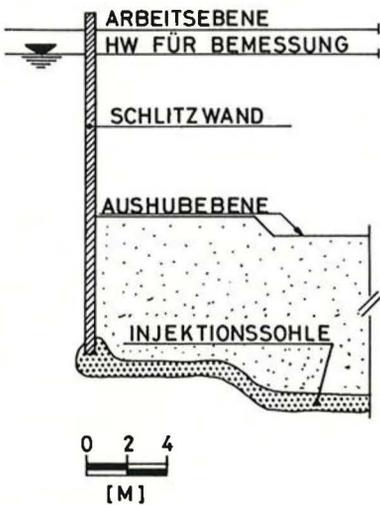
Tabelle I

Projekt	Jahr der Ausführung	Baugrubenfläche	Anzahl der Lanzen bzw. Verdichtungs-vorgänge	Wasserspiegel-differenz	Tiefe der Sohle unter GOK	Sohlstärke	Bodenart	k-Wert vorher	erlaubte Wasser-förderung	tat-sächliche Wasser-fördg.	Ab-dich-tungs-art
		m ²	Stück	m	m	m		m/sec	l/sec	l/sec	
Allianz	1968	5.000	2.900	10,5	21,5	1,5	mS,gS	10 ⁻³	15	12	Monodur +Zement
Dt. Bank	1971	1.920	1.020	10,0	20,0	1,5	mS,gS	10 ⁻³	8	7	Monosol Monodur
Sammler Bergedorf	1975	650	330	6,5	15,0	1,0	mS,gS	10 ⁻³			Monodur
Sammelkanal Simmering	1970	1.540	400	4,6	10,5	5,1	gS,Ki	2 · 10 ⁻³	100	60	Rütteln
Sammelkanal	1971	1.235	360	5,7	12,0	6,0	gS,Ki	2 · 10 ⁻³	100	45	Rütteln
Sammelkanal	1972	1.670	420	5,5	12,2	5,5	gS,Ki	2 · 10 ⁻³	100	40	Rütteln
Sammelkanal	1975	600	170	9,0	17,4	8,4	gS,Ki	2 · 10 ⁻³	100	40	Rütteln

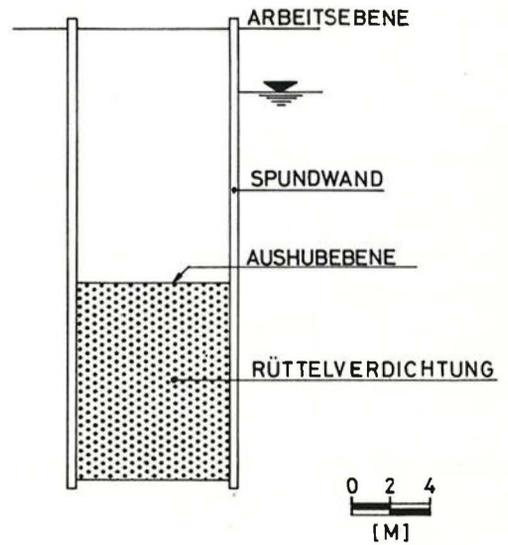
Baustelle Allianz Hamburg

Bei dieser Baustelle wurden Erfahrungen gesammelt, die bei weiteren Projekten genutzt wurden. So wurde der Lanzenabstand erhöht, und es wurde auch bei späteren Arbeiten darauf verzichtet, mit einer Zementverpressung zu beginnen. Auf Figur 1 A ist ein Teil des Querschnittes angedeutet. Die Abtreppung der Injektionssohle ist zu erkennen.

Auf Figur 2 ist zu erkennen, daß der Wasserstand direkt an der Außenwand der Baugrube um ca. 60 cm abgesenkt wurde. Der Wasserspiegel schwankte mit den Fleetwasserständen, die vom Gezeitenwechsel beeinflußt sind. Die gestellten Auflagen bezüglich der erlaubten Wasserförderung und der maximal erlaubten Absenkung wurden eingehalten.



A) ABDICHTUNG DURCH INJEKTION (ALLIANZ)



B) RÜTTELVERDICHTUNG (DONAUKANAL WIEN)

Fig. 1
Typische Querschnitte von abgedichteten Baugruben.
Typical cross-sections of sealed excavation pits.

Auf Figur 2 ist der Grundriß der Baugrube angegeben. Ferner wird die Absenkung des Grundwasserstandes außerhalb der Baugrube während des Auspumpens des Wassers aus dem Trog gezeigt und auch der spätere Verlauf nach Erreichen des Absenkzieles.

Die Problemstellung ist insbesondere dann gegeben, wenn Baugruben in dicht bebauten Gebieten tief ausgeschachtet werden und eine lange Bauzeit erfordern.

Um die Beeinflussung von anliegenden Bauwerken auf ein Minimum zu beschränken, werden Baugru-

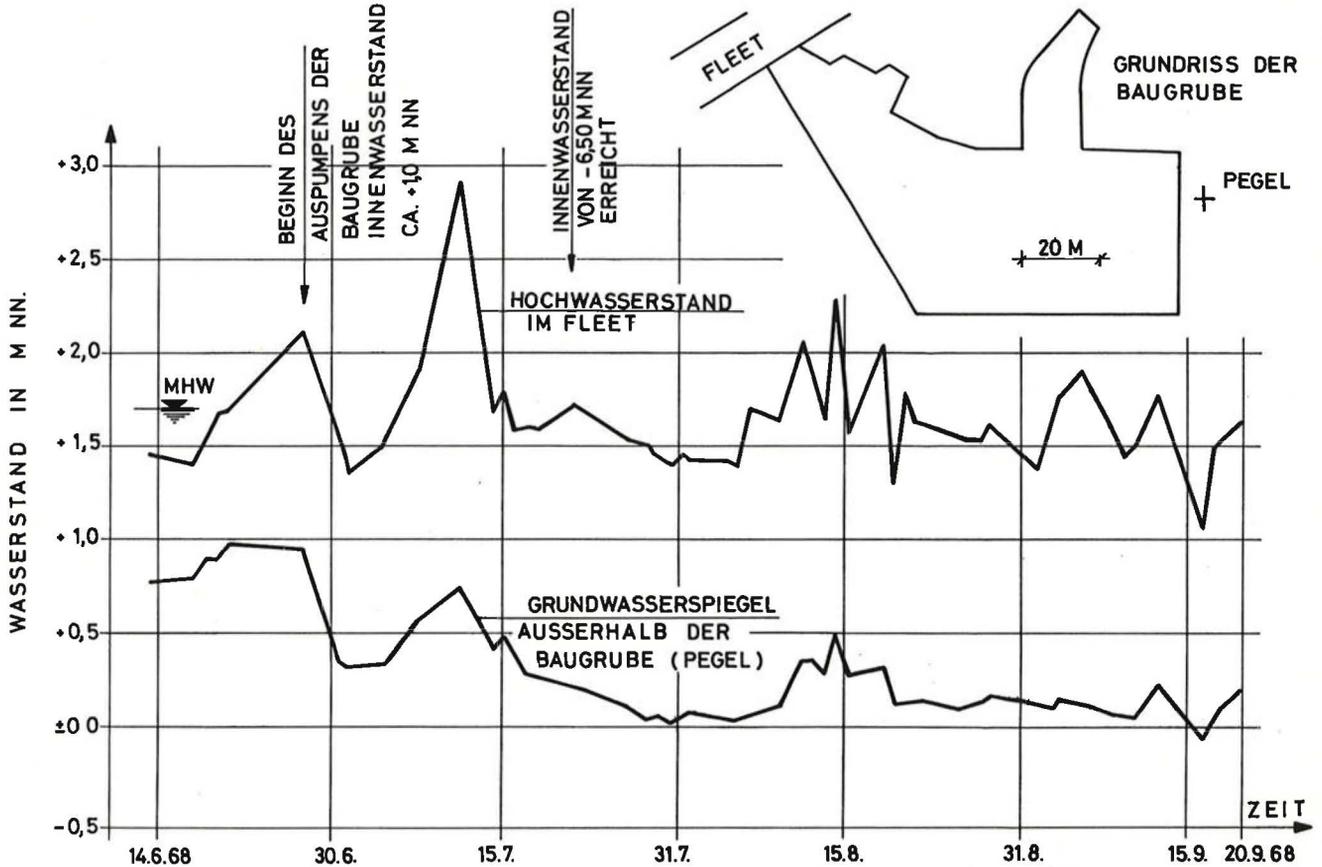


Fig. 2 Äußere Grundwasserstände während des Auspumpens.
External water level during dewatering of trough.

(Allianz, Hamburg)

Deutsche Bank, Hamburg

Die hier durchgeführten Arbeiten wurden in einem Abstand von ca. 100 m zu der zuerst genannten Baustelle durchgeführt. Die Arbeiten liefen im wesentlichen nach dem gleichen Prinzip ab. Die angegebene tatsächliche geförderte Wassermenge ist die Menge, die im gesamten gemessen wurde, also Undichtigkeiten der Umschließung beinhaltet.

Zusammenfassung

Die Herstellung von Baugruben unterhalb des Grundwasserspiegels erfordert die Trockenhaltung des Arbeitsraumes. Mit der großflächigen Absenkung des Grundwasserspiegels werden immer mehr Rechte von Anliegern berührt. Darunter fällt auch die Möglichkeit von Setzungen und das teilweise Austrocknen von Wasserversorgungsbrunnen.

ben als Tröge ausgebildet. Dadurch können Wasserhaltungsmaßnahmen ganz oder teilweise entfallen.

Die Sohlen derartiger Wannen werden in der Regel durch Injektionen hergestellt. Ob hierbei Chemikal- oder Zementverpressungen erforderlich sind, richtet sich nach der Bodenart. In Kies-sand wird durch Keller'sche Tiefenrüttlung mit Sandzugabe ein ähnlicher Effekt erzielt.

Die genannten Maßnahmen sind in der Regel nur während der Bauzeit von Bedeutung. Es sind jedoch auch Sohlinjektionen als Dauermaßnahmen ausgeführt worden.

Anhand von Beispielen werden Gesichtspunkte bezüglich der Projektierung und Ausführung geschildert, und es wird über Kontrollmaßnahmen und Erfolg der Arbeiten berichtet.

REMARK ON ULTIMATE LOAD OF TUNNELLININGS MADE OF NODULAR CAST IRON TUBINGS IN FRICTION SOILS

REMARQUE SUR LA CHARGE DE PAROIS DE TUNNELS EN FONTE NODULAIRE DANS SOILS DE FRICTION
BEMERKUNG ZUR TRAGLAST VON TUNNELAUSKLEIDUNGEN AUS SPHÄROGUSSTÜBBINGS IN REIBUNGSBÖDEN

G. FEDER, Dipl.-Ing. Dr. techn., o. Prof. für Konstruktion Tiefbau, Mont. Univ. Leoben, Österreich

RESUME: La capacité de s'adapter sans rupture aux mouvements de terrain est de toute première importance pour des tunnels creusés au dessous du niveau de la nappe hydrostatique. Il n'est guère possible de prédire de tels mouvements de terrain qui peuvent apparaître à la suite d'influences tectoniques ou bien de modifications soit dans le régime des eaux souterraines, soit dans la charge superficielle. On a fait connaître des résultats d'essais effectués sur des tubings en fonte nodulaire qui révèlent toute l'étendue de la déformabilité sans rupture. Par la déformabilité sous l'influence de la charge de service à elle seule s'opère en outre déjà une activation des forces réactives du terrain plus intense que celle résultant des méthodes de dimensionnement actuellement pratiqués. Ces résultats expérimentaux ne constituent que 50% de la valeur attendue pour les moments de flexion. Les raisons de ce phénomène furent également données.

ZUSAMMENFASSUNG: Bei den unterhalb des Grundwasserspiegels aufgefahrenen Tunnelröhren ist die Fähigkeit, sich bruchfrei an Gebirgsbewegungen anpassen zu können von besonderer Bedeutung. Solche Gebirgsbewegungen, wie sie als Folge von tektonischen Einflüssen oder von Änderungen der Grundwasser- verhältnisse oder der Oberflächenbelastung auftreten können, sind kaum vorauszusagen. Es wurden Versuchsergebnisse an Sphärogußtübbings mitgeteilt, die die weitgesteckten Grenzen der bruchfreien Verformungsfähigkeit erkennen lassen. Dabei tritt durch das Verformungsvermögen außerdem schon unter Gebrauchslast ein intensiveres Aktivieren der Bettungskräfte des Gebirges ein, als sich aus den derzeit üblichen Bemessungsmethoden ergibt. Die Meßergebnisse zeigen nur 50% der erwarteten Größe der Biegemomente. Eine Begründung dafür wurde gleichfalls vorgelegt.

Up to now, the design calculation of metal tunnel linings was based on the assumption that the primary earth pressure was supported by the tunnel tube which in turn was supported by the bedding resistance of the surrounding soil mass both in the side and bottom areas. The tunnel lining was assumed to show linear elastic behaviour while the stress on the tube was confined to a "permissible stress."

What the present article is trying to suggest - with the aid of measurement data and destructive test data collected from tubings on the

Vienna underground - is to make full use also of the plastic properties offered by the material, by appropriate methods of load design.

The metal tubing lining will plastify long before there is a risk of collapse, and thus has a certain "safety valve effect." The reason for this is the fact that as the tunnel tube is plastically deformed the supporting bedding reactions of the soil mass will increase.

In the limit state this will mean that even under extreme overloading the tunnel tube will not collapse but adapt itself to the shape determined by the lines of force, without further increase of stress.

The length of the circumference, however, will not change, as the stress peaks and hence the plastic deformations occur only in the marginal zones. This will trigger off the following mechanisms (fig. 1) :

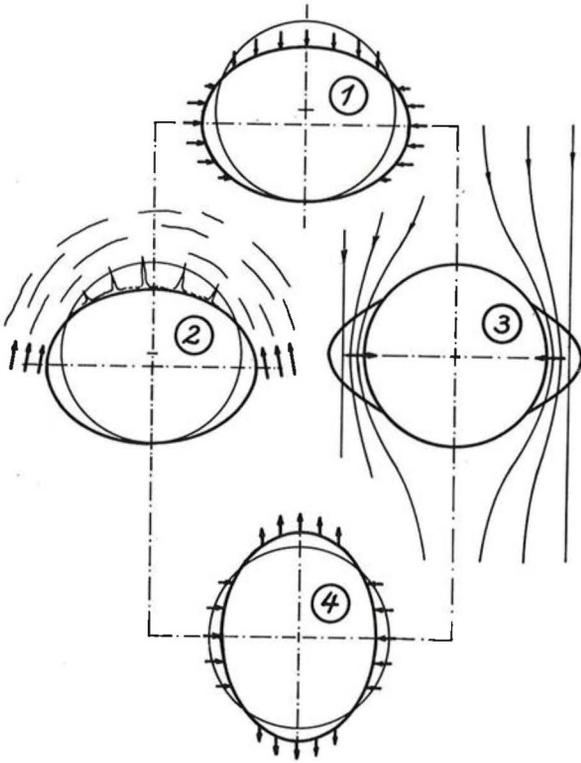


Fig. 1

- 1) The primary earth pressures shape the tube into a flat oval until the resulting increase of bedding reactions will result in equilibrium.
- 2) The top sink produced by 1) causes a "natural arch" to form in the soil mass, a phenomenon known as "ditch pipe effect" or "silo effect". The top area will now be

relieved and the process initiated under 1) brought to a standstill.

- 3) The effect of the soil arch - item 2 - will be to increase the vertical stresses in the side area, and the soil mass will try to escape horizontally towards the cavity.
- 4) This in turn will tend to flatten the tube laterally. Consequently the top sink described under 1) will be countered and the extent of the entire deformation mechanism will be diminished.

The mechanism described above and shown in figure 1 will greatly reduce the deformations but also the bending moments, as in situ measurements have proved.

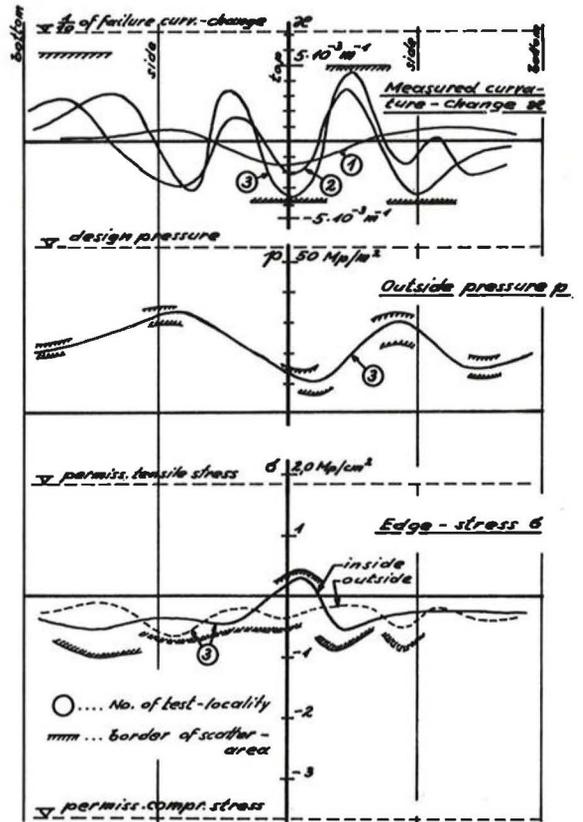


Fig. 2

Fig. 2 shows the deformations observed in the measuring cross sections 1, 2 and 3 of the

tunnel tube. Although the external pressure - indicated in the centre diagram - is barely half the design pressure, the stresses - shown in the bottom diagram - are less than one-quarter of the permissible value (expected at full design pressure). While the direct stresses appear quite distinctly in the measured data (arch effect), the bending stresses are far lower than might be expected from conventional design methods. This fact can be explained in the light of the mechanism dealt with above.

In addition to the aforesaid stresses and their attendant reactions there is always the eventuality of subsequent loads due to soil mass deformations. Their causes may be changes in the load of overground structures, tectonic influences, changes in the ground water level and the like. It is particularly for tunnel tubes embedded deep below the ground water level that the ability to deform without breaking plays a decisive role, bearing in mind the following essential properties:

a) Ultimate bending tensile strength

Destruction tests made on nodular cast iron tubbings (German standard GGG 50) from the current production of VÖEST-Alpine Liezen showed that it was possible to achieve a curvature change without failure which would correspond to an oval deformation of the tunnel tube of $\pm 7\%$. Deformations of this order (± 350 mm for a tunnel with a diameter of 5 m) do not exist in reality. The tests proved, therefore, that deformations which might lead to failure by bending tension are so conspicuous that they would have to be noticed a long time before the actual breaking. (1) The distortions measured in situ (fig. 2, top diagram) are lower than one-tenth of the failure curvature change.

b) Ultimate squeeze strength

Destructive tests (2) with T-bars with the same wall thicknesses and from the same melt as the tubbings of the above production showed an ultimate squeeze resistance that

was double the tensile strength, and a non-collapse squeezing capacity of more than 15% (fig. 3a, 3b)

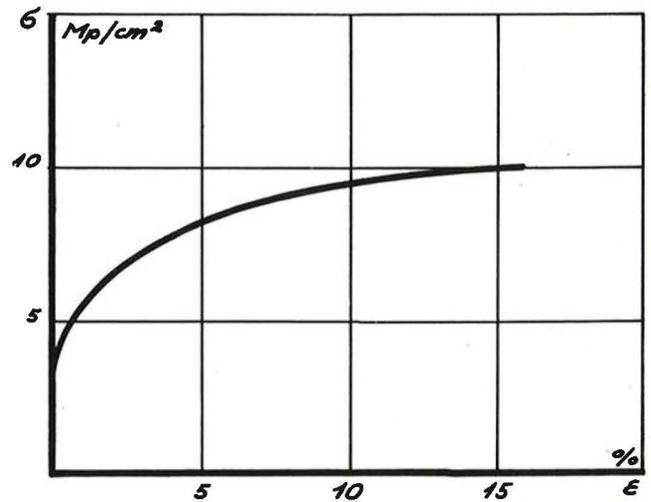


Fig. 3a

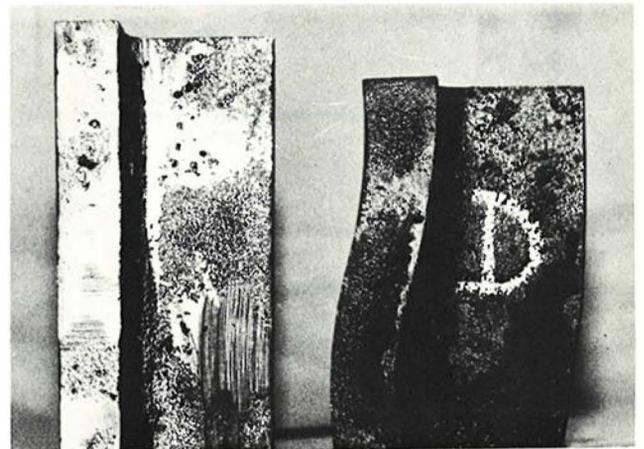


Fig. 3b

It should be stated, however, that the material properties listed as a) and b) do exceed the standards for GGG 50 by far, as they presuppose the exclusive use of clearly defined charging material (including scrap!) practised in the production mentioned above.

c) Local buckling resistance

In the case of low slenderness, the squeeze-strain hardening effect combines favourably with the high compression strength. Figure 4 gives a comparison of the buckling resistances of a nodular cast iron bar (shape IPE 160, quality GGG 50), and a steel bar of the same ultimate tensile strength (buckling around the stiff axis).

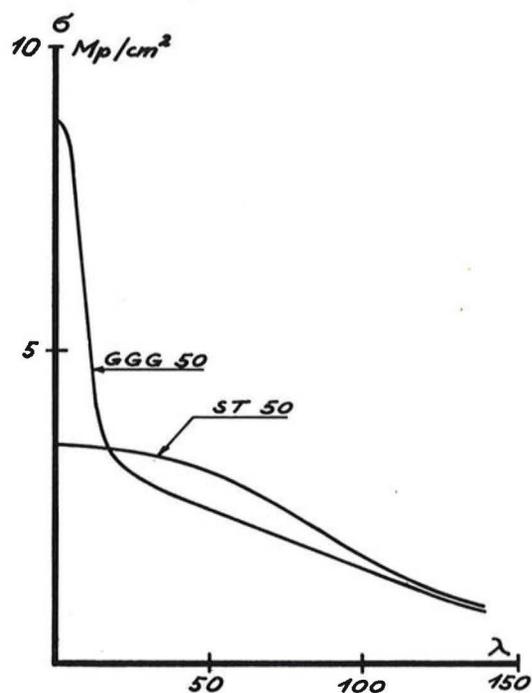


Fig. 4

As the casting process allows the relatively inexpensive production of sections with closely-spaced ribs or beads the small slenderness ratios desired can be achieved in an economically viable way.

d) Overall buckling stability

Owing to the invariability of the circumference of the tunnelling, inward buckling can only take place when at the same time the adjacent parts of the circumference can buckle outward. This in turn will generate bedding resistances, whose lateral influence will reduce the load on the inward buckle.

This arch-bridge effect in the soil mass counteracts the buckling mechanism. As a friction effect, it will be the greater the higher the radial earth pressure gets.

In other words: the stiffening of the tunnel tube against overall buckling by the soil mass will increase proportionally to the load on the tube. This is the reason why model tests have failed to bring about overall buckling under the kind of conditions prevalent in tunnel tubes made of metal tubings - a phenomenon that would warrant further treatment.

Things are quite different where earth pressure is small and ground water pressure high, as is the case with underground river crossings. In such event the buckling shape will be the one in fig. 5, and the relevant design procedure can be seen in (4) below.

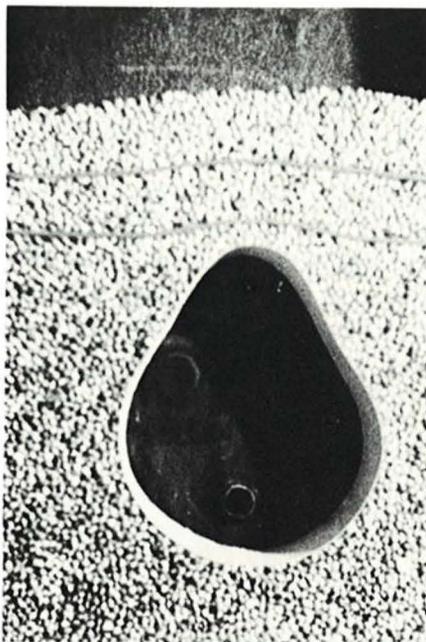


Fig. 5

BIBLIOGRAPHY:

- (1) G.Feder and P.Schütz: Beitrag der Wiener U-Bahn an Weiterentwicklungen von Bauformen tragender Tunnelröhren. Bauforum 1971/27.
- (2) G.Feder: Versuchsergebnisse zum bruchfreien Verformungsvermögen metallischer Tunnelröhren.
Forschung und Praxis, Bd. 15, Alba-Verlag Düsseldorf, 1973.
- (3) J.Guggenberger: Knicklasten von Bauteilen mit nichtlinearer Arbeitslinie. Diss. 1975.
T.H. Graz.
- (4) G.Feder: Beulsicherheit von erdverlegten Röhren unter Außendruck.
Straße, Brücke, Tunnel 1971/2.

ÜBER DIE ZULÄSSIGE BELASTUNG VON GROSSBOHRPFÄHLEN
ON THE PERMISSIBLE LOAD OF LARGE BORED PILES
SUR LA CHARGE ADMISSIBLE DES PIEUX FORÉS DE GRANDE DIAMÈTRE

H. BOROWICKA, o. Univ.-Prof., Technische Universität Wien, Österreich

SUMMARY In case of an axially loaded rod or pile embedded in an el.-is. halfspace the load transfer to the elastic medium takes place almost entirely by the friction forces along the shaft of the pile the base load amounting to a few percent of the total load only. This theoretical result can be considered to be the criterion for the elastic state of a floating pile. Therefore, in order to avoid plastic deformations the permissible load of floating piles need not exceed the maximum value of the shaft friction. The determination of the permissible load in such a way may be considered to be usual procedure by deriving it from the bearing capacity.

RÉSUMÉ En cas d'un bâton ou d'un pieu la charge axiale qui est entouré de matériau élastique et isotrope l'application de la charge dans le matériau élastique se fait presque complètement par frottement latéral, pendant que la résistance à la pointe se comporte à peu près de quelques pourcents de la charge définitive. Ce résultat théorique peut être considéré comme criterium pour l'état élastique d'un pieu flottant. Pour alors éviter des déformations plastiques, la charge admissible d'un pieu flottant ne doit pas surmonter le frottement latéral maximum. Une telle détermination de la charge admissible est une alternative pour la méthode usuelle quelle dérive la charge admissible de la force portante.

Tieffundierungen mit Hilfe von Großbohrpfählen oder Schlitzwänden werden in letzter Zeit immer häufiger auch in solchen Fällen ausgeführt, in welchen im Hinblick auf die Bodenverhältnisse eine Notwendigkeit zur Ausführung einer solchen Fundierung nicht unbedingt vorliegt. Meist wird es dann nicht möglich sein, die Tragfähigkeit von Testpfählen im Felde durch Versuch festzustellen, da dies infolge der hohen Tragkraft solcher Pfähle einen zu großen Aufwand erfordern würde. Daß andererseits die Berechnung der Tragfähigkeit außerordentlich empfindlich hinsichtlich der Größe der einzuführenden Bodenkonstanten ist, weiß man seit langem. Aus dieser Tatsache kann wie-

derum geschlossen werden, daß die durch die Schwankungen der Bodenkennziffern bedingten Streuungen der Ergebnisse von Feldversuchen manchmal beträchtlich sein können, so daß man sich auf das Ergebnis eines einzigen Versuches allein nicht verlassen kann. Deshalb müßte man immer eine größere Anzahl von Feldversuchen ausführen, was umso weniger tragbar sein dürfte.

In sehr vielen Fällen wird es daher überhaupt nicht möglich sein, die Einbruchslast eines Großbohrpfahles oder einer Schlitzwand mit der gewünschten Genauigkeit vorherzubestimmen. Wenn man sich darüber im klaren ist, daß die berechnete Einbruchslast nur ein mehr oder minder fiktiver Wert ist, welcher mit der

wirklichen Einbruchslast nicht oft übereinstimmen wird, dann muß man die Frage stellen, ob die übliche Ermittlung der zulässigen Pfahl-last durch Division der Einbruchslast durch einen Sicherheitsfaktor wirklich sinnvoll ist. Allerdings erhebt sich sofort die Frage, welches andere Kriterium für die Ermittlung der zulässigen Belastung angewendet werden könnte.

Als einzige Alternative hierzu bietet sich die Forderung an, daß die Setzung der Pfähle nur durch Deformationen im elastischen Bereich hervorgerufen und demnach plastische Deformationen ausgeschlossen werden sollen, analog jener Überlegung, welche O. K. Fröhlich bei Ableitung seiner Formel für die zulässige Belastung von Flachfundamenten angestellt hat. Um die Frage beantworten zu können, welcher Zustand bei Pfählen als elastisch angesehen werden kann, soll der Fall eines elastischen, lotrecht belasteten Stabes betrachtet werden, welcher in einem elastisch-isotropen Halbraum eingebettet ist. Dieses Problem wurde bereits von vielen Autoren behandelt. Bei den meisten Untersuchungen wird der Stab bzw. Pfahl als schlank vorausgesetzt und in 10 Teile unterteilt. Im Grunde genommen handelt es sich daher bei solchen Untersuchungen um Näherungslösungen, wobei jedoch der begangene Fehler sehr gering sein dürfte. Die Ergebnisse von Poulos und Davis (1968) können in folgenden Feststellungen zusammengefaßt werden:

- 1.) Die Größe der Poissonzahl hat nur einen unbedeutenden Einfluß auf das Ergebnis.
- 2.) Die Verteilung der Schubspannungen entlang des Pfahlumfanges ist nahezu eine Konstante, wenn der Boden im Verhältnis zum Pfahl sehr weich ist, wenn also der Elastizitätsmodul des Bodens E zu dem des Pfahles E_p null oder zumindest sehr klein ist.
- 3.) Die Schubspannungen entlang des Pfahles haben ihren Spitzenwert in der Halbraumoberfläche und nehmen mit der Tiefe rasch ab, wenn das Elastizitätsverhältnis $E : E_p$ eins ist oder wenig darunter liegt. Die Behauptung von Muki und Sternberg (1970), daß nämlich eine Verlängerung des Pfahles bzw. Stabes kaum nennenswerte Auswirkungen hat, bezieht sich nur auf die von ihnen untersuchten Verhältnisse von $E : E_p = 1 : 1$ bis $1 : 8$.
- 4.) Der Anteil des Spitzendruckes ist gegen-

über der Mantelreibung von Pfählen im elastischen Bereich sehr gering.

Demnach könnte bei schwebenden Pfählen und kleinem E/E_p jener Bereich als elastisch bezeichnet werden, in welchem der tatsächlich vorhandene Spitzendruck in der Austandsflche des Pfahles klein im Vergleich zur Mantelreibung bleibt. Da jedoch eine genauere Untersuchung außerordentlich kompliziert ist, soll für Verhältnisse, wie sie bei Pfahlfundierungen in der Regel vorliegen, eine einfache Näherungsformel für den Anteil des Spitzendruckes an der Lastübertragung für elastische Verhältnisse abgeleitet werden. Die Voraussetzungen für diese Näherungslösung sind die folgenden:

- 1.) Der Boden in der Umgebung des schwebenden Pfahles wird als homogen vorausgesetzt. Die Untersuchung wird auf den einfachsten Fall einer Poissonzahl von $\nu = 0,5$ beschränkt.
- 2.) Die Länge l des Pfahles soll groß verglichen mit dem Pfahldurchmesser $2r$ sein. Deshalb wird das Längenverhältnis $l/2r$ zwischen den Grenzen 10 und 25 angenommen, wie es meist der Fall ist.
- 3.) Die Scherkräfte entlang des Pfahlmantels werden näherungsweise durch gleichmäßig verteilte Massenkräfte innerhalb des Pfahlmantels ersetzt. Außerdem wird die Setzung des Halbraumes am Pfahlmantel näherungsweise derjenigen in der Pfahlachse gleichgesetzt.

Auf Grund der Lösung von Mindlin (1936) für eine konzentrierte Last welche im Innern des Halbraumes angreift, wird die Senkung dw

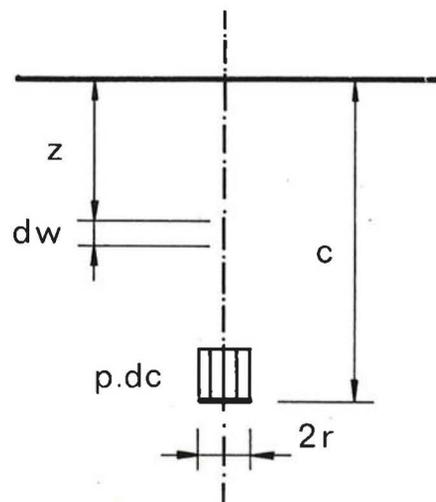


Abb. 1

in der Tiefe z zufolge einer kreisförmigen Kreislast p.dc in der Tiefe c (Abb.1) erhalten, wenn die Poissonzahl $\nu = 0,5$ gesetzt wird.

$$dw = \frac{3}{4} \frac{pr^2}{E} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^3} \right] dc \quad 1$$

worin R_1 und R_2 bezeichnen:

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (c-z)^2}, \quad R_2 = \sqrt{r^2 + (c+z)^2}$$

Mit den Bezeichnungen der Abb.2 erhält man mit

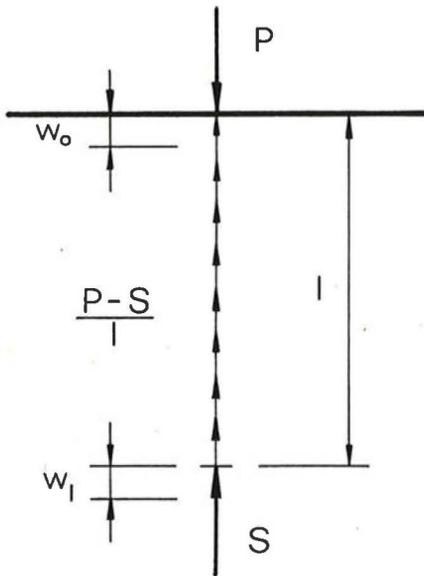


Abb. 2

der Pfahllast P und dem Spitzendruck S für die Senkung der Halbraumoberfläche w_0 und derjenigen am Pfahlfuß w_1 :

$$w_0 = \frac{3}{4\pi} \frac{P}{EI} \left[\left(1 - \frac{S}{P}\right) \ln \frac{4l^2}{r^2} + 2 \frac{S}{P} \right] \quad 2$$

$$w_1 = \frac{3}{4\pi} \frac{P}{EI} \left[\left(1 - \frac{S}{P}\right) \left(\ln \frac{4l}{r} + \frac{1}{4} \right) + \frac{S}{P} \left(\frac{1}{r} + \frac{3}{4} \right) \right]$$

Wenn zunächst für einen vollkommen starren Pfahl das Steifigkeitsverhältnis $E/E_p = 0$ gesetzt wird, muß die Differenz $w_0 - w_1 = 0$ sein. Mit dieser Bedingung erhält man das gesuchte Verhältnis $S/P = K_0$

$$K_0 = \frac{\ln \frac{1}{r} - 0,25}{\ln \frac{1}{r} - 1,5 + \frac{1}{r}} \quad 3$$

Im zweiten Grenzfall, nämlich für einen Elastizitätsfaktor $E/E_p = 1$, kann man den Last-

faktor K_1 aus der Lösung von Boussinesq für den durch eine lotrechte Einzellast an seiner Oberfläche belasteten Halbraum genähert ableiten. Die Normalspannung σ_z in der Tiefe l in der Lastachse wird unabhängig von der Poissonzahl

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi l^2}$$

Hieraus folgt der Lastanteil $K_1 = S/P$ für $E/E_p = 1$

$$K_1 = \frac{\sigma_z r^2 \pi}{P} = \frac{3}{2} \frac{r^2}{l^2} \quad 4$$

Zwischen den beiden Grenzfällen für $E/E_p = 0$ und 1 kann man im Fall eines beliebigen Verhältnisses $K = S/P$ interpolieren:

$$K = \frac{K_0}{\left(1 - \frac{E}{E_p}\right) + \frac{E}{E_p} \frac{2}{3} \frac{l^2}{r^2} K_0} \quad 5$$

In der Tabelle I ist nun eine Gegenüberstellung der genaueren und der mit 5 ermittelten Werte für verschiedene Elastizitätsverhältnisse E/E_p und Längenverhältnisse $l/2r$ gezeigt. Dabei entsprechen die eingeklammerten Ziffern jeweils den genaueren Werten, welche aus Diagrammen der oben angeführten Veröffentlichungen entnommen wurden. Wie man sieht, ist die Übereinstimmung trotz der vielen vorstehend gemachten Vereinfachungen und Näherungen eine überraschend gute. Durch Veränderung der Konstanten Faktoren in 3 könnten sogar die Differenzen weiter erheblich vermindert werden. Da jedoch die Differenzen unter der Genauigkeitsgrenze liegen, welche man erwarten kann, wird hievon abgesehen.

Tabelle I

Spitzenwiderstand in % der Gesamtlast

$l/2r$	E : E _p				
	1:1	1:8	1:100	1:1000	1:∞
10	-	(2,0)	(8,5)	(10,8)	(11,0)
	0,4	2,5	9,6	12,4	12,8
25	-	(0,3)	(2,7)	(5,1)	(6,0)
	0,1	0,5	3,2	6,2	7,0
50	-	-	(0,6)	(2,8)	(3,5)
	-	0,1	1,1	3,0	4,2

In Tabelle II sind nochmals die für die verschiedenen Elastizitäts- und Längenverhältnisse vorgenommenen Auswertungen der Gleichung 5 zusammengestellt. Der Anteil des Spitzendruckes ist für im Grundbau übliche Verhältnisse tatsächlich sehr gering, so daß diese Tatsache als grundlegendes Merkmal des elastischen Bereiches angesehen werden kann.

Tabelle II

Spitzenwiderstand in % der Gesamtlast

$l/2r$	E : Ep					
	1:1	1:10	1:100	1:1000	1:10.000	1:∞
10	0,4	3,0	9,6	12,4	12,8	12,8
15	0,2	1,5	6,8	9,3	9,8	9,9
20	0,1	0,9	4,4	7,5	8,1	8,2
25	0,06	0,6	3,2	6,2	6,9	7,0

Soweit Belastungsversuche von schwebenden Pfählen in annähernd homogenem Boden bekannt geworden sind, sind tatsächlich bei der Belastung zwei Phasen zu unterscheiden, wie aus Abb. 3 hervorgeht. In Phase 1 steigt die Mantelreibung fast bis auf den möglichen Höchst-

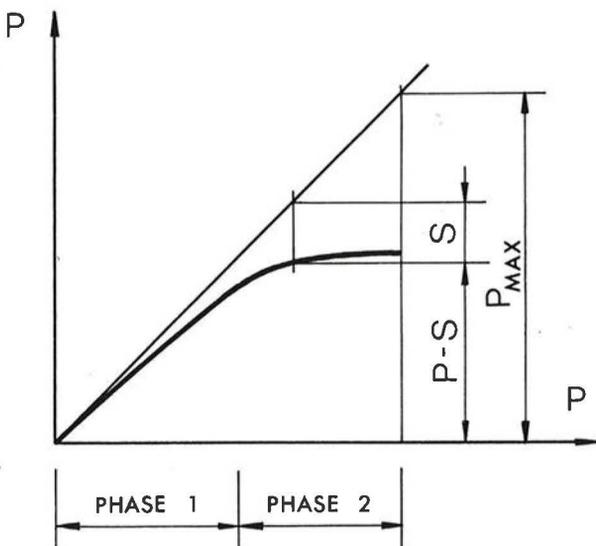


Abb. 3

betrag an, während der Spitzendruck etwa von der Größenordnung ist, wie er sich auf Grund der Elastizitätstheorie ergibt. In Phase 2 hingegen bleibt die Mantelreibung nahezu unverändert, während der Spitzendruck bis auf den maximalen Wert ansteigt.

Wegen dieses grundlegend verschiedenen Verhaltens von Spitzendruck und Mantelreibung in Phase 1 und 2 wäre es durchaus sinnvoll, daß für die zulässige Pfahllast die Grenze zwischen Phase 1 und 2 als maßgebend angesehen wird. Bei schwebenden Pfählen könnte daher der Größtwert der Mantelreibung als zulässige Pfahllast angesetzt werden. Dies hätte außerdem noch den Vorteil, daß der Wert der Mantelreibung an Modellpfählen im Felde viel einfacher zu ermitteln wäre.

Aus den vorstehend angeführten Ergebnissen und Überlegungen ergibt sich eine Reihe von wichtigen Hinweisen für die Bemessung von Pfahlgründungen. Zunächst erweist sich wiederum, daß die Ergebnisse der Elastizitätstheorie in qualitativer Hinsicht von großem Nutzen für die Beurteilung von bodenmechanischen Problemen ist, daß aber ein Verlangen nach zu großer Genauigkeit bzw. Übereinstimmung mit der Natur von vornherein unerfüllbar ist und daher erst gar nicht angestrebt werden sollte.

Für homogene Bodenverhältnisse zeigen demnach sowohl die Ergebnisse der Elastizitätstheorie als auch die von Feldversuchen, daß unter der Bauwerkslast der Spitzendruck von Pfählen gering bleibt, und dieser überwiegend nur der Sicherheit dient. Das Anwachsen des Spitzendruckes deutet demnach bei schwebenden Pfählen auf plastische Verformungen hin, welche mit größeren Setzungen des Pfahles verbunden sein müssen. Im allgemeinen wird daher dem Spitzendruck von schwebenden Pfählen eine zu große Bedeutung beigemessen.

Da es offenkundig die Aufgabe der Pfähle sein muß, die Gebäudelasten in größere Tiefen zu übertragen, so beweist uns die Elastizitätstheorie, daß dies nicht -wie erwartet- durch den Spitzendruck geschieht, sondern in erster Linie durch eine entsprechende Verteilung der Schubspannungen entlang des Pfahlmantels erreicht wird, indem die Pfähle im Vergleich zum Boden so steif als möglich ausgebildet werden.

Dies ist aber bei Betonpfählen in Felsböden nicht möglich, weshalb unter diesen Umständen eine Pfahlgründung fast unwirksam ist. In Lockerböden wird das Verhältnis der Elastizität des Bodens zu dem des Betonpfahles bereits ein so kleines sein, daß sowohl theoretisch als auch praktisch mit einer günstigen Verteilung der Mantelreibungskräfte gerechnet werden kann.

Wenn schon die Bestimmung der Einbruchslast von Einzelpfählen nicht genau möglich ist, so trifft dies auf eine Pfahlgruppe bestehend aus mehreren Pfählen in noch höherem Maße zu. Über die Grenzbelastung solcher Pfahlgruppen liegen fast keine Angaben oder Erfahrungen vor. Zweifellos wird diese infolge einer Gruppenwirkung zufolge gegenseitiger Beeinflussung der Einzelpfähle nicht mit der Summe der Tragkräfte der Einzelpfähle übereinstimmen, sondern im allgemeinen höher liegen. Es sind jedoch auch Sonderfälle denkbar, in welchen es zu einer Abnahme der Tragkraft zufolge Gruppenwirkung kommt. Man kann nun im Gegenteil die Gruppenwirkung so begünstigen, daß der Einbruch eines Einzelpfahles nicht möglich erscheint, sondern nur derjenige der gesamten Pfahlgruppe. Ein Beispiel hierfür ist in Abb. 4 gezeigt, wobei

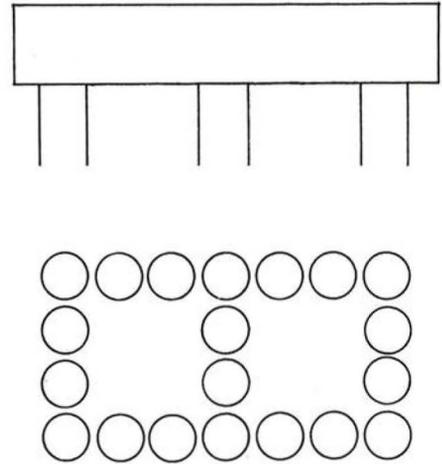


Abb. 4

der zwischen den Pfahlwänden eingeschlossene Boden seitlich nicht ausweichen kann, und daher in gewissem Sinne eine Silowirkung zustandekommt. Derartige Gründungen wurden im letzten Jahrzehnt in Österreich verschiedentlich bei Brücken und Hochhäusern mit gutem Erfolg ausgeführt.

SCHRIFTTUM:

COYLE H.M., and REESE L.C., (1966)

"Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 4702. SM 2. pp. 1 - 26

COYLE H.M., and SULAIMAN I.H., (1967),

"Skin Friction for Steel Piles in Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 5590, SM 6, pp. 261 - 278.

FRÖHLICH O.K., (1934),

"Druckverteilung im Baugrunde", Springer-Verlag, Wien.

MATTES N.S., and POULOS H.G., (1969)

"Settlement of Single Compressible Pile", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 6356, SM 1, pp. 189 - 205.

MELAN E., (1932),

"Ein Beitrag zur Theorie geschweißter Verbindungen", Ingenieur-Archiv, III. Band, 2. Heft.

MINDLIN R.D., (1936),

"Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid", Physics, Volume 7, pp. 195 - 202.

MINDLIN R.D., (1953),

"Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid", Proceedings of the First Midwestern Conference on Solid Mechanics, Urbana, Illinois.

MUKI R., and STERNBERG E., (1970),

"Elastostatic Load - Transfer to a Half-Space from a Partially Embedded Axially Loaded Rod", Int. J. Solids Structures, Vol. 6, pp. 69 to 90.

POULOS H.G., and DAVIS E.H., (1968),

"The Settlement Behavior of Single Axially - Loaded Piles and Piers", Geotechnique, Vol. 18.

STERNBERG E., (1970),

"Load-Transfer and Load-Diffusion in Elastostatics", Proceedings of the Sixth U.S. National Congress of Applied Mechanics, pp. 34 - 61.

THURMAN A.G., and D'APPOLONIA E., (1965),

"Computed Movement of Friction and End-Bearing Piles Embedded in Uniform and Stratified Soils", Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics, Montreal, Vol. 2 pp. 323 - 327.

PFAHLFUNDIERTE BRÜCKEN IN WEICHEM UNTERGRUND MIT HOHEN ANSCHLUSSDÄMMEN
BRIDGES PILED ON COMPRESSIBLE SOIL WITH ADJOINING HIGH DAMS
DES PONTS CONSTRUITS SUR DES PILOTIS EN SOU-SOL FAIBLE ET AVEC DE ADJOINTES REMBLAIS HAUTS

P. GMEINER, Dipl.-Ing. Dr. techn., Hofrat, Brückenreferent der Vorarlberger Landesreg. in Bregenz, Österreich

SUMMARY. Nearly the whole area through which the Rhine Valley Highway in Vorarlberg is extending itself at a length of 18 kms (11 Mls) between the Highway junction "Dornbirn Nord" and the Highway exit in Klaus is of only very limited carrying capacity of the underground; to move the highway to a territory of better soil capacity was not possible due to geographic circumstances. At the west of it there is political border of the Rhine, and at the east there is a compact area of intensive settlement by various communities at the foot of the adjoining mountains. It was therefore the task primarily of the soil experts to find a way of useful and economical working under the given circumstances to stand up to the necessities of modern road construction techniques. This present study undertakes the experiment of pointing out the difficulties and the way they were mastered as they have risen primarily at the construction of objects, but also of having a retrospective look at the experiences and of utilizing them for a scientific technical analysis with the aim of utilizing the experiences so obtained for similar cases. This study is limited exclusively to a few objects founded on staked, in the above mentioned part of the Rhine Valley Highway, or, more precisely, to the effects of the pressure transmission of the adjoining dams on the foundation of the stakes of bridges and similar objects.

RESUME. Presque toute la region de l' étendu de 18 kms. de l' autopiste de la vallée du Rhin en Vorarlberg entre la jonction de "Dornbirn Nord" et la sortie de Klaus ne possède qu' une limite de charge très petite du sous-sol. Un changement de la menée de la route dans une région avec un sous-sol de meilleur qualité n' était pas possible pour des raisons géographiques; dans l' ouest il y a la frontière politique du Rhin et dans l' est un territoire de colonisation très intense de plusieurs communes situées au pied de la montagne. Pour ces raisons alors il était la tache primordialement des experts de construction souterraine de chercher une méthode utile et économique de travail sous les conditions existentes pour satisfaire les besoins de la circulation routière moderne. La présente expertise essaye de démontrer les difficultés et la manière dont elles ont été surmontées comme nous les avons rencontrées dans la construction d' objets principalement, mais aussi nous voulons faire une analyse rétrospective de nos expériences et essayer de les utiliser technico-scientifiquement pour appliquer les idées ainsi obtenues pour des cas pareils. Notre expertise se limitera exclusivement sur quelques objets fondés sur des pilotis dans cette partie de l' autopiste de la vallée du Rhin, c' est- a-dire sur les effets de la transmission de pression des chaussées adjointes sur les fondements des pilotis des ponts.

EINLEITUNG. Bereits die Voruntersuchungen für den Neubau der Vorarlberger Rheintalautobahn ergaben, daß der Untergrund der Strecke zwischen dem Bauabschnitt von Dornbirn-Nord bis Klaus eine sehr beschränkte Tragfähigkeit besitzt, dies nicht etwa nur in den oberflächlichen Schichten, sondern bis in

größere Tiefen und daß die Zunahme der Tragfähigkeit in Funktion der Tiefe außerordentlich gering war. Die einzelnen Schichten wechselten in groben Zügen von braunschwarzem, lockerem Torf, in mäßig festen, graubraunen lehmigen Torf, torfigen Schluffton bis zu allen Stufen von breiigen und mäßig

festen Ton. Dieser Aufbau erklärt sich durch die Entstehungsgeschichte des Rheintals oberhalb des heutigen Bodensees.

Es erscheint unbestritten, daß das vom heutigen Ost- rand des Bodensees mit dessen voller Breite südwärts ziehende "Bodensee-Rheintal" einst ein Teil des Bodensees selbst darstellte. Die Tiefe des Fels- grundes unter dem Talboden ist noch keineswegs um- fassend erforscht, jedoch dürfte das Gefälle der Felslinie rückläufig vom Bodensee zum Kummaberg sein. Die Tiefen des Verlandungskörpers werden mit etwa - 200 m im Mündungsgebiet des Rheins und mit etwa -400 m nördlich, bzw. -320 m südlich des Kumma- berges angegeben. Die Hauptablagerungen sind dem Würngletscher zuzuschreiben, der im Verlauf seines Rückzuges sein mitgeführtes Material als Grund- moräne absetzte. Weitere kurzzeitige Gletschervor- stöße bedingten verschiedene Umformungen, so auch den Abschluß der Bregenzer-Bucht, dessen Querriegel dann die Trennung des Bodensees vom Rheintalsee bewirkte. Anstelle des zurückweichenden Gletschers folgte das Wasser, welches den Rheintalsee bildete. Gespeist wurde dieser See vom Rhein mit seinen Nebenflüssen. Das grobe Material kam im unmittel- baren Deltakegel zur Ablagerung, während das fein- körnige bis schluffige Material im stehenden Wasser des Rheintalsees ablagerte. Durch die große Breite des Tales blieben seitliche Wasserräume frei, in denen sich nur Seesedimente, wie Feinsande, Lehme und Tone absetzen konnten. Solche Teilbecken blieben bis in die jüngste Zeit erhalten, in denen nur sehr feine Seesedimente zur Ablagerung kamen. Der Verlandungsvorgang dieser flachen Seen durch pflanzliche Organismen wurde durch größere See- spiegelschwankungen unterbrochen, sodaß über große Gebiete Lehm und Torf in stetiger Wechselwirkung auftreten. Der Sedimentkörper besteht somit aus glazialen Geschieben und fluvialen Ablagerungen, die in den obersten Bereichen von biogenen Sedimenten größerer Mächtigkeit in Form von Torfschichten über- lagert werden. Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß zufolge der vorangeführten Entstehungs- geschichte des Rheintals ein sehr komplizierter Auf- bau mit starkem Wechsel, sowohl in der Vertikalen, wie auch Horizontalen entstanden ist, der der Schüttung des Straßenkörpers als auch der Fundierung der Objekte ganz besondere Schwierigkeiten entgegen- setzte.

VORBEMERKUNGEN: Bei dem vorgefundenen sehr schlechten Untergrund war die Frage sehr wohl naheliegend, ob

eine Verschiebung der Straßenachse in ein Gebiet mit besseren Verhältnissen nicht möglich wäre. Hier waren jedoch dem Straßenplaner die Grenzen gesetzt. Die ziemlich genau von Norden nach Süden führende Autobahn war im Westen durch die geographische und politische Grenze des Rheins und im Osten durch das nahezu geschlossene Siedlungsgebiet der verschiedenen Gemeinden am Bergfuß mehr oder minder fixiert. Auf der einen Seite war also bei der Rheintal-Autobahn die Trassierung durch die äußeren Umstände nahezu unverrückbar festgelegt, andererseits sollte die Straße allen neuzeitlichen Erfordernissen entsprechen. Zufolge der übernationalen Bedeutung der Rheintal- autobahn A 14 (Europastraße Nr. 17) mußte gefordert werden, daß die Fahrbahn möglichst eben bleibt und nicht reißt. Eine besondere Aufgabe bestand unter anderem auch darin, die Schaffung von Fixpunkten, insbesondere bei den Objekten, weitgehend zu vermeiden, die zu großen Setzungsdifferenzen zwischen dem Objekt und den anschließenden Dämmen führen müßten.

ÜBERFÜHRUNGSOBJEKTE. Auf Grund reiflicher Über- legungen wurde bei sämtlichen Überführungsbauwerken in den speziell schlechten Untergrundverhältnissen eine besondere Konstruktionsausbildung gewählt. Die Objekte wurden als statisch bestimmte 3-Feldbrücken (3 Einzelfelder) gewählt. Während die Widerlager in Flachfundierung direkt auf der Dammschüttung aufge- setzt wurden, erfolgte die Fundierung der Pfeiler auf Piloten. Diese Fundierungsart wurde aus folgenden Gründen gewählt:

- a) Es sollten keine unnötigen und unerwünschten Hart- punkte beim Übergang vom Damm zum Tragwerk geschaffen werden, d. h. die Seitenfelder übernehmen etwa die Funktion der verlängerten Schleppplatten.
- b) Bei den äußerst instabilen Untergrundverhältnissen und den entsprechend hohen Dämmen der Überführungs- bauwerke mußte bei einer Widerlagerfundierung mittels Pfählen mit derart großen Kriechdrücken auf die Pfähle gerechnet werden, die auf Grund der Kons- truktion des Pfahles nicht aufgenommen werden könnten.
- c) Entscheidend für den Verzicht auf eine Pilotierung der Widerlager waren jedoch die Erfahrungen, die mit den Probepfählen bei einem dieser Objekte gemacht wurden. Es zeigte sich nämlich, daß selbst relativ lange Pfähle durch die Setzung der Rampen in Mit- leidenschaft gezogen wurden. So erlitt beim Objekt V 62 ein unbelasteter MV-Pfahl von 16 m Länge inner- halb eines Monats eine Setzung von 83 cm, während

an einem 26 m langen MV-Pfahl im unbelasteten Zustand, d.h. allein durch die Mantelreibung eine Setzung von 35 cm bzw. 41 % der Dammsetzung gemessen wurde. Dadurch wurde die bereits bei einem Probedamm gemachte Erfahrung bestätigt, daß es sich bei den vorhandenen mächtigen Torfschichten um außerordentlich tiefgründige Setzungsprozesse handelt. Um die beim Befahren immer als lästig empfundenen Stöße bei den Übergängen der einzelnen Tragwerke auf ein Minimum zu reduzieren, wurden zu deren Verbindung Stahlbetonfedern angeordnet. Diese Federn sind eine Weiterentwicklung von Betongelenken, die in ähnlich gelagerten Fällen früher verwendet wurden, jedoch den Nachteil hatten, daß bereits schon bei kleineren Bewegungen Risse entstanden und dadurch der Bestand der Isolierung und damit die Wasserdichtigkeit in Frage gestellt war. Die Stahlbetonfedern können dagegen größere Setzungsdifferenzen (Größenordnung bis zu 4 cm) schadlos übernehmen. Allein aus der Wahl der Fundierung war bedingt, daß sich die Widerlager stärker setzen wie die Pfeiler. Um die größere Setzung bei den Widerlagern gegenüber den Pfeilern ausgleichen zu können, wurde eine Überhöhung bei den Pfeilern durch Zwischenlegen von Stahlplatten zwischen den Elastomerenlagen und dem Tragwerk erzielt. Sobald sich eine Setzungsdifferenz zwischen den Pfeilern und den Widerlagern in der Größenordnung von ca. 4 cm eingestellt hat, kann ein Absenken des Tragwerkes bei den Pfeilern durch Herausnahme einzelner Stahlplatten erfolgen. Dieser Vorgang kann unter Aufrechterhaltung des vollen Verkehrs durchgeführt werden. Die ausschließlich für diese Aufgabe angeschafften Spezial-Öldruckpressen wirken simultan, sodaß ungleichmäßige Veränderungen der Höhenlage innerhalb der einzelnen Pressen während des Absenkvorganges ausgeschlossen sind. Sobald die Überhöhung bei den Pfeilern durch das mehrmalige Ablassen abgebaut ist, wird eine größere Hebung bei den Widerlagern erforderlich, welche jedoch nur bei halbseitiger Sperrung des Straßenverkehrs durchgeführt wird. Die Übergangskonstruktionen sind so dimensioniert, daß Aufstockungen ohne größeren Kostenaufwand möglich werden. Um die Pfeilerfundamente und damit die Pfahlköpfe gegen Kriechdrücke besser abzuschirmen, wurden biegesteife Schutzkasten in Stahlbeton erstellt, welche die Fundamente anfänglich nur von der Straßenseite her berühren. Diese Kästen können sich nahezu frei bewegen, sodaß auf das Pfeilerfundament kein Druck übertragen werden kann. Die Füllung des freien

Raumes zwischen dem Kasten und dem Fundament erfolgte mittels eines leicht zusammenschiebbaren Materials (Leca-Kugeln).

Für die Pfahlfundierung der Pfeiler wurden MV-Pfähle gewählt, die mit ihrem Stahlschaft in der Lage sind, gewisse Horizontalkräfte, welche durch Restkriechdrücke entstehen, aufzunehmen.

Von der Pfahlgruppe der Pfeiler erhalten hauptsächlich die den Rampen benachbarten Pfähle durch den Kriechdruck eine relativ hohe zusätzliche Biegebeanspruchung, die vor allem das Metallrohr des MV-Pfahles aufzunehmen hat. Außerdem mußte berücksichtigt werden, daß bei der Anwendung schräger Pfähle, die Schäfte durch den lotrechten Setzungs Vorgang des umgebenden Bodens nicht zusätzlich auf Biegung beansprucht werden, sobald sich der Boden rascher setzt als die Pfähle. Als besondere Vorkehrung wurde daher verbindlich festgelegt, daß keine größere Neigung der Pfähle wie 10 : 1 ausgeführt werden darf, wobei die geneigten Pfähle vom Damm weg, das heißt nach vorne anzuordnen waren. An Hand der Meßergebnisse, die seit Jänner 1970 zur Verfügung stehen, kann die Setzung der Pfähle etwa affin mit der Setzung der Dämme, jedoch im Verhältnis etwa 1 : 5 angenommen werden. Die Pfähle werden daher durch den lotrechten Setzungs Vorgang, als auch durch die Tendenz der horizontalen Kriechbewegung beansprucht.

Beim heutigen Stand der Bodenmechanik, ist eine zuverlässige Angabe der Größe des Kriechdruckes bzw. die Differenz zwischen dem Kriechdruck und dem passiven Erddruck auf der gegenüberliegenden Seite des Pfahles leider noch nicht möglich. Es wurde daher versucht wenigstens nach der Verkehrsübergabe durch laufende Präzisionsmessungen sowohl auf Grund horizontaler Verschiebungen als auch von Schiefstellungen der Pfeiler Rückschlüsse auf die Beanspruchungen der Pfähle zu erhalten.

Die erste Präzisionsmessung hatte am 9. 5. 1972 stattgefunden, sodaß derzeit 3 Kontrollmessungen vorliegen. Man kann nun diesen Messungen keine allzu große Aussagekraft zumessen, trotzdem zeigen sie gewisse Tendenzen auf.

In der Zeit vom 9. 5. 1972 bis 8. 4. 1975 wurden nachstehende Verschiebungen gemessen (Bild 1)

1. Abstand $R - O$: $(R+O) = 34 \text{ mm}$ (Vergrößerung), wobei die Verschiebung des Punktes O ebenfalls 17 mm betrug.

2. Setzung der Punkte R und L : $R = 137 \text{ mm}$, $L = 163 \text{ mm}$

3. Relativverschiebung U gegen o : $(U+O) = 3,4 \text{ mm}$.

Skizze von Widerlager und Pfeiler:

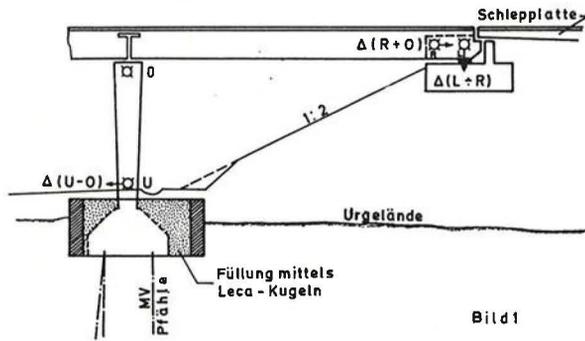


Bild 1

Das Widerlager erfährt somit einerseits eine Bewegung zur Dammsseite, andererseits setzt sich der dem Damm näher gelegene Punkt R etwas stärker, so daß außer der Setzung auch eine Drehung des gesamten Widerlagers entsteht. Sowohl durch die Verdrehung, als auch durch die Verschiebung des Widerlagers öffnet sich die Dilettationsfuge. Bei dem Lösen der Widerlager handelt es sich somit um eine Kippbewegung der Dämme (Bild 2). Da sich der Damm in B stärker setzt wie in A, zeigen die Punkte R und L nicht nur eine vertikale Bewegungskomponente, sondern auch eine horizontale Komponente nach rückwärts. Das Widerlager macht die Bewegungen des Dammes voll mit und löst sich somit von der Brücke.

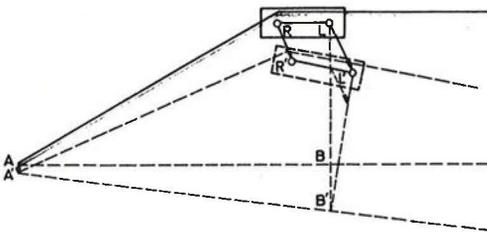


Bild 2

Bemerkenswert ist die horizontale Bewegung des Punktes U gegenüber dem Punkt O beim Pfeiler, die nur durch tiefgreifende Kriechdrücke auf die Piloten selbst erklärt werden kann, da ja der Schub auf das Pfeilerfundament selbst durch den bereits früher erwähnten Schutzkasten abgefangen wird. Die Relationsverschiebung von 3,4 mm in 3 Jahren ist jedoch keineswegs alarmierend, wenn auch eine weitere laufende Beobachtung angebracht erscheint. Großräumig macht der pilotierte Pfeiler die Kippbewegung des Widerlagers mit, jedoch nur mit ca. ein Drittel der Größe.

BRÜCKEN IM ZUGE DER AUTOBAHN. Als repräsentativ kann das Objekt V 60, Brücke über den Koblacher Kanal angenommen werden.

Auf Grund der vorgängig durchgeführten Untersuchungen sollte die Frage geklärt werden, ob die Pfeiler und die Widerlager pilotiert werden sollen, oder ob es zweckmäßiger erscheint analog wie bei den Überführungsbauwerken nur die Pfeiler auf Pfähle abzustellen und die Widerlager flach zu fundieren, wobei eine statisch bestimmte Dreifeldbrücke (drei Einzeltragwerke) als Voraussetzung angenommen wurde. Nach dem geologischen Gutachten war der Baugrund durch das Vorherrschen von Lehm und Torf bis in eine durchschnittliche Tiefe von -10,50 m unter Terrain und durch lehmigen Feinsand in tieferen Schichten gekennzeichnet, wobei die starken Unterschiede im Schichtaufbau innerhalb der sechs, sehr nahe beieinanderliegenden Profile besonders auffallend waren. Die Vor- und Nachteile der flachfundierten bzw. pilotierten Widerlager wurden bereits im letzten Kapitel gegenübergestellt, wobei der grundsätzliche Unterschied darin besteht, daß die Höhe der Anschlußdämme im Gegensatz zu den Überführungsprojekten nicht 7,0 m, sondern nur ca. 2,0 m betragen. Die Gefahr des seitlichen Verdrückens und damit Beschädigen der Pfähle bei den Widerlagern war somit bei den Objekten im Zuge der Autobahn im Vergleich zu den Überführungen wesentlich gemildert. Es wurde daher trotz der Gefahr der ungleichmäßigen Setzungen zwischen Damm und Brücke, welche auch tatsächlich, trotz der starken Vorbelastung der Anschlußrampe zur Brücke, eingetreten sind (ca. 25 cm in 3 Jahren), gewählt. Ein besonderes Augenmerk mußte daher auf die Erfassung der durch diese Dämme hervorgerufenen zusätzlichen Belastungen der Pfähle bzw. Verschiebung der Widerlager gelegt werden.

Horizontalschub auf die Widerlager: Wir müssen dabei zwei Arten von Horizontalschüben unterscheiden, nämlich einerseits den durch Temperaturänderungen und Verkehrslast verursachten Schub, andererseits den durch Erd- und Kriechvorgänge ausgeübte Horizontalschub. Da die Widerlager allseitig in der Schüttung eingebettet sind, gibt die Aufnahme des Horizontalschubes zufolge Temperaturänderung und Verkehr durch Aktivierung zusätzlicher Erd- und Kriechdrücke zu keinen Bedenken Anlaß. Konstruktiv wurden die Pfähle so angeordnet, daß sie in der Lage sind, die infolge Verkehrslast, Temperaturänderung, Erd- und Kriechdrücke sich ergebenden Horizontalkräfte auf den Untergrund zu übertragen. In Anbetracht der sehr hohen Zusammendrückbarkeit und Plastizität des vorhandenen Baugrundes, setzen sich die Widerlager nicht nur lotrecht, sondern zeigen auch die Tendenz,

gegen den tiefsten Punkt des Kanals zu kriechen. Es stellt sich nun die Frage nach der Größe der Momente und Querkräfte, die auf die Pfähle wirken können, wenn die im Untergrund anstehenden weichen, bindigen Erdstoffe wie Torf oder Lehm unter der dahinterliegenden Auflast gegen das Pfahlhaupt hin drücken. Probebelastung der Pfähle: Im Rahmen der üblichen Probebelastung wurden Versuche über die Biegebeanspruchung lotrechter Pfähle durchgeführt, soweit sie am Pfahlkopf angreifen. Der Zweck der Versuche sollte die Bestimmung des mittleren M_E -Wertes des Bodens in horizontaler Richtung (M_{EH}) sein. Wird nämlich ein Pfahl durch eine horizontale Kraft am Pfahlkopf belastet, so erfährt er eine Ausbiegung. Dieser Fall tritt ein, sobald das Pfahlhaupt eine horizontale Bewegung zufolge großer Horizontalkräfte erfährt. Durch diese Horizontalkräfte wird sich das ganze Pfahlssystem auch geringfügig setzen, wodurch die Horizontalverschiebung ausgelöst wird. Somit ist, als Ursache der weichen Bodenschichten, das Widerlager der Wirkung von Kriechdrücken ausgesetzt. Zu diesen Beanspruchungen erfahren auch die Pfähle, mehr oder weniger auf ihre ganze Länge, zusätzliche Belastungen durch Kriechdrücke.

Versuchsdurchführung: Die Versuche erfolgten durch eine horizontale Belastung des Pfahlkopfes, welche stufenweise gesteigert wurde und dabei die auftretende horizontale Verschiebung gemessen werden konnte. Zwischen zwei benachbarten Pfahlköpfen wurde eine hydraulische Presse montiert. Bei jeder Laststufe wurde die Distanzänderung, sowie mittels eines Klinometers die Neigungsänderung, gemessen. Für diesen Versuch wurden lotrechte Franki-Pfähle (Ortsbeton-Ramppfähle) benutzt, welche in den obersten 9,0 m mittels Stahlhülsen ($\varnothing 42$ cm) verrohrt waren; der übrige Durchmesser des Pfahles betrug 50 cm. Als Ergebnisse der Messungen kann festgestellt werden:

- Die Neigungsänderungen der beiden Pfähle wichen nur wenig voneinander ab, d. h. die beiden Pfähle verhielten sich praktisch gleich, oder mit anderen Worten, sie hatten dieselbe Biegesteifigkeit und der Untergrund die gleiche gemittelte Bettungsziffer.
- Die totale Neigungsänderung betrug bei der Maximallast von 5,0 Tonnen im Mittel 5,7 ‰.
- Nach der Entlastung stellte sich eine bleibende Neigungsänderung von 1,31 ‰ ein.
- Die totale Distanzvergrößerung betrug bei der Endlast von 5 Tonnen 35 mm, was der Einzelausbiegung des Pfahles von 17,5 mm entspricht. Nach der voll-

ständigen Entlastung stellte sich als bleibender Wert eine Ausbiegung von 4 mm pro Pfahl ein. In der Auswertung ergab sich nach der Formel von Sansoni ein mittlerer M_{EH} -Wert von 27 kg/cm². Bis vor ca. einem Jahrzehnt war es kaum möglich, die Beanspruchung horizontal belasteter Pfähle einigermaßen genau zu ermitteln. Die in der Zwischenzeit im größeren Umfang herausgebrachte Literatur arbeitet jedoch immer noch weitgehend mit der Bettungsziffer. Es soll daher das Ergebnis auf diese Größe ermittelt werden, damit die vorhandenen Tabellen und graphischen Aufzeichnungen benutzt werden können. Auf der anderen Seite wurden sämtliche geotechnischen Untersuchungen im Bereich der Rheintalautobahn auf den M_E -Wert ausgerichtet, sodaß die Ermittlung von Vergleichswerten notwendig wird. Der Wendepunkt des Pfahles kann aus folgender Überlegung ermittelt werden:

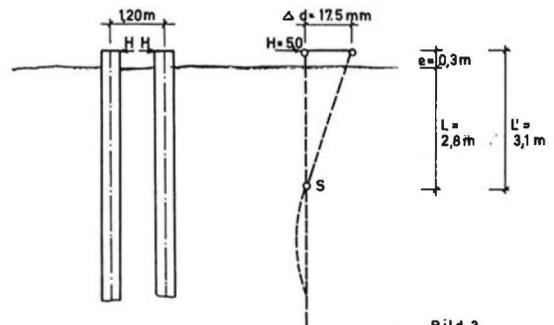


Bild 3

Wird die gemessene Neigungsänderung der Endtangente maßstäblich aufgetragen und die Tangente nach unten verlängert, so ergeben sie den Schnittpunkt S, der ca. 2,80 m unter Gelände liegt und etwa mit der wirksamen Pfahlänge charakterisiert werden kann. Für $H = 5000$ kp; $d = 1,75$ cm $\alpha = 5,7$ ‰
 $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta d}{L} = \alpha = 0,0057$; $e = 30$ cm
 $L' = \frac{\Delta d}{\alpha} = \frac{1,75}{0,0057} = 310$ cm; $L = 310 - 30 = 280$ cm

Daraus folgt, daß die seitliche Ausbiegung der Pfähle nahe der Oberfläche liegt und gegen die Tiefe keinen besonderen Einfluß mehr ausübt. Der dazu gehörige Wert k (Bettungsziffer des bindigen Bodens bei waagrechter Belastung) kann nun durch Iteration nach verschiedenen Verfahren ermittelt werden (z.B. Verfahren nach Dr. Horn, 1966, oder Dr. Ing. H. Werner, 1970).

In den praktischen Fällen handelt es sich jedoch nicht um Einzelpfähle, sondern um eine Gruppe von Pfählen, die durch eine biegesteife Kopfplatte verbunden sind. Die Pfähle erhalten zufolge der Ver-

drehungsverhinderung nicht nur eine Horizontalkraft, sondern zusätzlich noch ein Pfahlmoment am Pfahlkopf. Aus der Bedingung: $E \cdot J \cdot \mathcal{J}(\alpha) = \emptyset$ kann nun nach Dr. H. Werner auf Grund der Verschiebung das im Pfahl auftretende Moment ermittelt werden. Für den vorliegenden Fall ergibt die Auswertung:

1 mm Verschiebung = 0,9 tm

Die Ergebnisse, verglichen nach den beiden Autoren selbst, als auch die Gegenüberstellung der gemessenen und gerechneten Werte aus Verschiebung und Verdrehung, zeigen eine erstaunlich gute Übereinstimmung. Die sehr gute Übereinstimmung der beiden Meßgrößen \mathcal{J} und w_0 kann auch für die Richtigkeit der Annahme des linearen Verlaufes der Bettungsziffer gedeutet werden. Nachdem der Wert k (Bettungsziffer) bekannt ist, können für die Praxis zu jeder gemessenen Widerlagerverschiebung die im Pfahl auftretende Kopflast- und damit auch die Schnittgrößen auf die ganze Länge des Pfahles ermittelt werden. Die angeordneten laufenden Präzisionsmessungen der Horizontalverschiebungen bei allen Objekten, bei denen große Horizontalbeanspruchungen des Pfahlhauptes erwartet werden, erscheinen daher sehr wichtig und geben zumindest in der Größenordnung einen Hinweis auf die horizontalen Pfahl-lasten bzw. Pfahlbeanspruchungen. Beim Objekt V 60 konnte seit der Durchführung der Messungen (ca. 36 Monate) eine Horizontalverschiebung sowohl bei den Widerlagern als auch bei den Pfeilern von ca. 10 mm festgestellt werden.

Beanspruchung der Pfähle durch Kriechfließen: Nachdem die Größe der Momente und Querkräfte, die auf die Pfähle wirken können, untersucht wurden, wenn die im Untergrund anstehenden weichen Erdstoffe auf das Pfahlhaupt hindrücken, wäre noch die Größe der Pfahlbeanspruchungen zu untersuchen, wenn der umgebende Boden an den Pfählen vorbeifließt und damit Kriechdrücke auf eine größere Länge oder überhaupt auf die ganze Länge der Pfähle erzeugt werden. Besondere Vorkehrungen wurden bei all diesen Objekten von vornherein schon bei der Projektierung getroffen. Die Stützweiten konnten nicht nach den üblichen Wirtschaftlichkeitsüberlegungen festgelegt werden. Als erstes wurde getrachtet, durch vergrößerte Endfelder ein möglichst großes Vorgelände zu erhalten. Außerdem konnte durch wesentlich vergrößerte Schleppplatten und durch die Schaffung eines Holraumes unter diesen Platten der Erddruck umgelagert werden, sodaß bei zusätzlicher Anordnung eines Schüttmaterials mit großer innerer Reibung eine wesentliche Verringerung

der Kriechdrücke erzwungen wurden. Weiters ist es erforderlich, den Erdkraftverlauf bzw. die Grundbruchsicherheit auch von der Unterkante der Widerlagerwand bis zur Pfahlspitze zu verfolgen. In der Untersuchung von Wenz, K.P. wird die Frage untersucht, bei welcher Auflast und bei welcher Konsistenz kritische Seitenkräfte auf die Pfähle wirksam werden. Letzlich dürfte jedoch die zulässige Auflast stets eine Funktion der Geländebruchsicherheit sein; d. h. wenn die Geländebruchsicherheit nicht gegeben ist, werden Kriechdrücke auf die Pfähle dadurch entstehen, daß der umgebende Boden an den Pfählen vorbeifließt. Grundsätzlich wurde bei allen Brückenbauwerken eine Gleitsicherheit von $\sqrt{1,5}$ gefordert, sodaß die als Erfahrungswerte angenommenen Kriechdrücke mit $p = 200 \text{ kp/lfm}$, welche auch der Pfahlberechnung zugrunde gelegt wurden, ausreichen dürften. Die von Wenz aufgestellte Berechnungsformel mit der man die Linienkraft auf einen Pfahl mit konstantem Durchmesser aus der undrainierten Bruchfestigkeit ermitteln kann, dürfte daher nur bei nicht genügender Gleitsicherheit gelten.

Berechnung nach Wenz:

Quadratischer Pfahl $p = 8,3 \cdot c_u \cdot d$

Runder Pfahl $p = 7,0 \cdot c_u \cdot d$

darin bedeuten: c_u = undrainierte Bruchfestigkeit [to/m²]

d = Pfahldurchmesser [m]

Zur Beurteilung der Böschungsstabilität war die Kenntnis der Scherfestigkeit erforderlich, welche durch Flügelmessungen an vier Punkten ermittelt wurden. Die Auswertung ergab, bis in Tiefen von 6,0 m nachstehende Mittelwerte:

RS₁ = 0,50 kg/cm² = 5,0 t/m²

RS₂ = 0,77 " " = 7,7 " "

RS₃ = 0,76 " " = 7,6 " "

RS₄ = 0,52 " " = 5,2 " "

Bei Anwendung der Formel von Wenz:

$p = 7,0 \cdot 7,7 \cdot 0,50 = 27 \text{ t/m}$

Derart große Kräfte sind durch Pfähle jedoch nicht aufnehmbar, sodaß durch die Wahl der wesentlich verlängerten Endfelder die zugleich die Funktion von überlangen Schlepp-Platten übernommen hatten von vornherein die richtige Lösung gefunden wurde. Die einzige brauchbare Möglichkeit, die Tragfähigkeit der Pfähle zu überprüfen, war die Anordnung einer Proberammung verbunden mit einer Probelastung. Die Probelastung wurde mit Hilfe von vier Zugpfählen und einem Druckpfahl im Schnittpunkt der Diagonalen der vier Zugpfähle durchgeführt.

Sämtliche Pfähle (ϕ 50) wurden mit einer Pfahlwurzel ϕ 80 cm ausgebildet. Die Rammprogramme aller fünf Pfähle zeigen, daß die aufgewendete Rammenergie etwa bis - 15,0 m sehr niedrig ist. Ab 15,0 m steigt sie leicht an, und erst in einer Tiefe ab 28,0 m wurde praktisch tragfähiger Grund angefahren. Der eigentliche Versuchspfahl wurde zur Ausschaltung der negativen Mantelreibung auf die obersten 12,0 m mit einer Stahlhülse versehen. Die mit der Presse aufgebraachte Druckbelastung, wurde über zwei Hauptträger, Querträger und entsprechende Zuganker auf die vier Zugpfähle übertragen. Die Messungen wurden auf Feinmessuhren mit einer Genauigkeit von 1/10 Millimeter übertragen, die noch durch ein Feinnivelliergerät überprüft wurden. Die Situierung des Probepfahles wurde so gewählt, daß weitere Wiederholungen der Probelastung ohne Störung des gesamten Baubetriebes möglich wurden.

Probelastung: Die erste Probelastung war eher entmutigend, da der Pfahl bei 60 to praktisch durchsackte, während auf Grund des vorgängig durchgeführten Pfahlsondenversuches nahezu die doppelte Tragfähigkeit zu erwarten war.

Etwa zweieinhalb Monate nach Herstellung des Probepfahles wurde derselbe nochmals getestet, wobei eine eindeutige Zunahme der Tragfähigkeit um ca. 50 % gegenüber der ersten Probelastung festgestellt werden konnte. Sie betrug beim zweiten Versuch etwa 90 to gegenüber 60 to beim ersten Probeversuch. Damit konnte die Vermutung bestätigt werden, daß die Standzeit des gerammten Pfahles entscheidend die Tragfähigkeit beeinflusst. Eine Erscheinung die in der Literatur zu wenig Beachtung findet. Die zulässige Pfahlbelastung wird daher nicht nur von der Bodenbeschaffenheit, Pfahlart und Einbindetiefe, sondern in sehr starkem Maße von der Zeit bestimmt. Diese Feststellung als Einzelerfahrungswert konnte man bereits früher beobachten, wenn z. B. ein bestehender Fertigpfahl weitergeschlagen oder gezogen werden sollte. Die jeweils nach der Unterbrechung neu aufzubringende Rammenergie war oft ein Vielfaches der Rammenergie, welche am Schluß der vorhergehenden Rammphase aufgebracht werden mußte. Um die Zunahme der Tragfähigkeit der Ortbetonpfähle als Funktion der Standzeit noch genauer zu überprüfen, wurde beschlossen, zu einem möglichst späten Zeitpunkt noch eine dritte Probelastung durchzuführen, die nach ca. weiteren 2 Monaten abgeschlossen wurde und die eine weitere Vergrößerung der Tragfähigkeit bestätigte. Auf eine Erhöhung der zu-

lassigen Tragkraft entsprechend der dritten Belastungsprobe, wurde jedoch verzichtet, da damals noch völlig unklar war, wie sich bei den extrem schlechten Untergrundverhältnissen die Stöße aus Verkehr auf den Untergrund auswirken. Die bauausführende Pfahlfirma versuchte nämlich geltend zu machen, daß aus der Erfahrung bei ähnlichen Pfahlfundierungen nachgewiesen werden könne, daß die Verkehrsererschütterungen sich schwerwiegend auswirken würden. Dieser Behauptung können jedoch eindeutige Gegenargumente gegenübergestellt werden: Beim Rammen wird auf einen Pfahl folgende Rammenergie aufgewendet:

$$R_K = 3000 \cdot 650 = 2,0 \cdot 10^6 \text{ kg cm.}$$

(Gewicht des Rammbär = 3000 kg, Fallhöhe = 650 cm) Angenommen ein Schwerlast mit einem Gewicht von 20 to würde ein Hindernis von 10 cm Höhendifferenz befahren, so ergibt sich

$$F_K = 20000 \cdot 10 = 2,0 \cdot 10^5 \text{ kgcm.}$$

Weiters kommt dazu, daß die Erschütterung von mehreren Pfählen gleichzeitig - nehmen wir an von 10 Stück - aufgenommen wird, so ergibt sich eine Reduktion des entsprechenden Wertes auf

$$F_K = 2,0 \cdot 10^4 \text{ kgcm.}$$

Zu berücksichtigen ist außerdem, daß durch das große Eigengewicht des Tragwerkes erst dieses in Schwingung versetzt werden muß, bevor die Kräfte in den Untergrund übertragen werden können. Bei dem Verhältnis $10^4 : 10^6 = 1 : 10^2$ besteht somit keine Gefahr für die - inzwischen bereits fest regenerierten - Pfähle, die von Verkehrserschütterungen hervorgerufen werden. Außerdem muß noch bedacht werden, daß die Stöße so kurzfristig sind, daß sie kaum auf den Untergrund übertragen werden können. Tabellarisch ergeben sich folgende Werte der Tragfähigkeit:

zulässige Setzung mm	1.Bel. Probe nach 10 Tagen	2.Bel. Probe nach 72 Tagen	3.Bel. Probe nach 114 Tagen
5	33	64	72
10	48	84	92
15	55	90	99,5
25	60	96	106
35	62	101	110,5

Zunahme der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der zulässigen Setzung und der Standzeit:

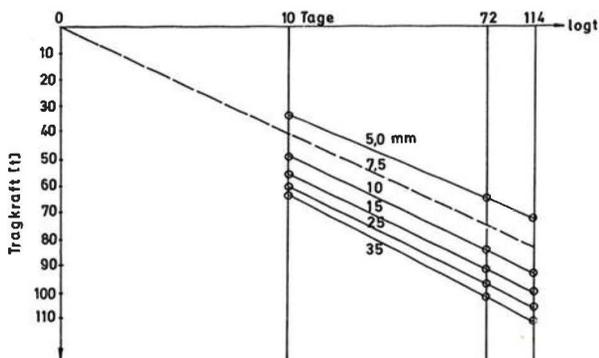


Bild 4

Beim Versuch, die Zunahme der Tragfähigkeit im semi-logarithmischen Maßstab aufzutragen, ergibt sich auffallenderweise wieder die charakteristische Gerade, die sich für diese Art der Böden immer wieder abzeichnet. Die Extrapolation der Kurven bis zur Zeit $t = 0$ ergibt, daß z.B. bei einer Forderung der Setzung $s = 7,5$ mm überhaupt keine Tragkraft im Zeitpunkt der Pfahlherstellung vorhanden wäre. Auf Grund der angeführten Überlegungen waren daher bei einzelnen Objekten besondere Vorkehrungen für die konstruktive Durchbildung erforderlich. Vom Standpunkt der Behörde war darauf zu achten, daß alle Momente, die im Hinblick auf die außerordentlichen Verhältnisse auftraten, in wirtschaftlich vertretbarem Rahmen berücksichtigt wurden um Rückschläge während des Baues und insbesondere nach Baufertigstellung zu vermeiden. Es bedurfte daher bei verschiedenen Autobahnbrücken von den üblichen Konstruktionsprinzipien abweichende Überlegungen um den gegebenen Verhältnissen gerecht zu werden:

1. Die bereits früher erwähnte Wahl eines statisch bestimmten Systems mit gleichzeitiger Anordnung von Stahlbetonfedern zwischen den einzelnen Tragwerken, damit Fahrstöße tunlichst vermieden werden.
2. Sonderkonstruktion bei den Widerlagern. Mit Rücksicht auf die zu erwartenden Kriechdrücke wurden folgende besondere Vorkehrungen getroffen:
 - a) die Pfähle wurden grundsätzlich in einzelnen Ebenen angeordnet.
 - b) Um das Widerlager wurde eigens ein aus Stahlbeton bestehender Schutzkasten erstellt, welcher horizontale Verschiebungen aufnehmen kann, ohne das Widerlager selbst zu belasten.
 - c) Der Schutzkasten wurde auf der Rückseite auf Pfähle abgestellt, um dessen Absinken zu verhindern. Die Pfähle haben gleichzeitig die Aufgabe, die dahinterliegenden Tragpfähle gegen Kriechdrücke zu

schützen.

d) Um die gegenseitige Verschiebung zwischen dem Widerlager und dem Schutzkasten festzustellen, wurden Präzisionsmesspunkte vorgesehen, die laufend überwacht werden können.

e) Ausbildung von extrem langen Schleppplatten (8,0 m) um den Übergang von Tragwerk auf die Brücke möglichst weich zu gestalten.

f) Sämtliche Pfähle, sowohl der Widerlager selbst, als auch der den Widerlagern nächst gelegenen Pfeilern, erhielten zur Aufnahme der noch restlichen Kriechdrücke eine wesentlich verstärkte Armierung.

3. Einbau von aufstockbaren Übergangskonstruktionen um auch Höhenregulierungen bei den Widerlagern durchführen zu können.

4. An sämtlichen Pfeilern und Widerlagern sind Nischen ausgebildet, um Höhenregulierungen jederzeit unter Aufrechterhaltung des vollen Verkehrs durchführen zu können.

5. Anordnung von laufenden Höhenmessungen an der Tragwerksoberkante, um allenfalls unregelmäßige Setzungen durch entsprechende Regulierungen sofort auszugleichen.

Die vorliegende Abhandlung versucht nachzuweisen, daß bei entsprechender wohlüberlegten Vorkehrungen für Straßen erster Ordnung mit hoher Frequenz und großen Belastungen, eine Trasse gewählt werden darf, die zufolge des extrem schlechten Baugrundes auch bis in große Tiefen für eine Besiedlung gemieden wurde und auch für eine intensive landwirtschaftliche Benutzung zum Teil ausgeschlossen war.

Literatur:

- HORN, A (1966): "Entwurf und Bemessung von waagrecht belasteten Pfählen". Die Bautechnik 6/1966
- HEINRICH, W (1970): "Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle" Beton und Stahlbeton 2/1970
- WENZ, K.P. (19): "Über die Größe der Seitendrucke auf Pfähle in bindigen Erdstoffen." Veröffentlichungen für Bodenmechanik und Grundbau der Techn. Hochschule Karlsruhe.

SCHLIERGRÜNDUNG VON DONAUKRAFTWERKEN
SLATE FOUNDATIONS OF DANUBE POWER PLANTS
LA FONDATION DES CENTRALES HYDROELECTRIQUES SUR LE DANUBE DANS ARGILE SCHISTEUSE

F. MAKOVEC, Dr., Geologe, Österr. Donaukraftwerke AG., Wien, Österreich

SUMMARY

The foundation rocks of the hydro-electric plants of the Danube river consist of crystalline bed-rocks and of tertiary sediments, called Schlier, a shale rich in clay. The report discusses the particularly difficult foundation conditions in the slate and describes the constructional measures taken to overcome these problems. The results of geological and soil mechanics investigations and experiences during excavation work are given.

RESUME

La fondation des centrales sur le Danube a lieu dans des roches cristallines et dans des strates tertiaires, appelées Schlier, une argile stratifiée. Le rapport décrit les conditions spéciales de fondation et les mesures prises afin de surmonter ces difficultés. En plus on y décrit les résultats des études géologiques et de mécaniques des soles ainsi que les expériences faites lors du creusage.

EINLEITUNG

Mit dem Bau des Kraftwerkes ABWINDEN-ASTEN (AbA) ist derzeit die 7. von insgesamt 13 geplanten Staustufen an der österr. Donau im Bau. Der Stromlauf ist durch den Wechsel zwischen engen Durchbruchstälern und offenen Beckenlandschaften gekennzeichnet, der geolog. Aufbau prägt den Landschaftscharakter und bedingt sehr unterschiedliche Gründungsverhältnisse und Baumethoden.

Im Westen stößt das Grundgebirge des Böhmisches Massivs in mehreren Ausläufern nach Süden vor und verzahnt sich mit den nach Norden ausgreifenden Teilbecken der Molassezone. Im Osten bricht der Strom durch die äußere Zone des nördlichen Alpenvorlandes, um letztlich

auch die Zentralzone des Alpen-Karpaten-Bogens zu durchschneiden.

Wir müssen grundsätzlich zwischen Staustufen im Engtal und solchen in Beckenniederungen unterscheiden. Kraftwerke in Engtälern liegen in kleinräumigen Ausbuchtungen des Stromtales, sie sind meist in Graniten und kristallinen Schieferen gegründet, es ist notwendig, im Strom zu bauen und die Anlage in mehreren aufeinanderfolgenden Baugruben zu errichten. Dies erfordert bei den Umschließungen Sonderkonstruktionen in Form aufwendiger Kasten- und Zellenfangdämme, einfache Dichtungselemente sind nur für Uferbaugruben möglich. In den Niederungen erfolgt die Gründung in sehr

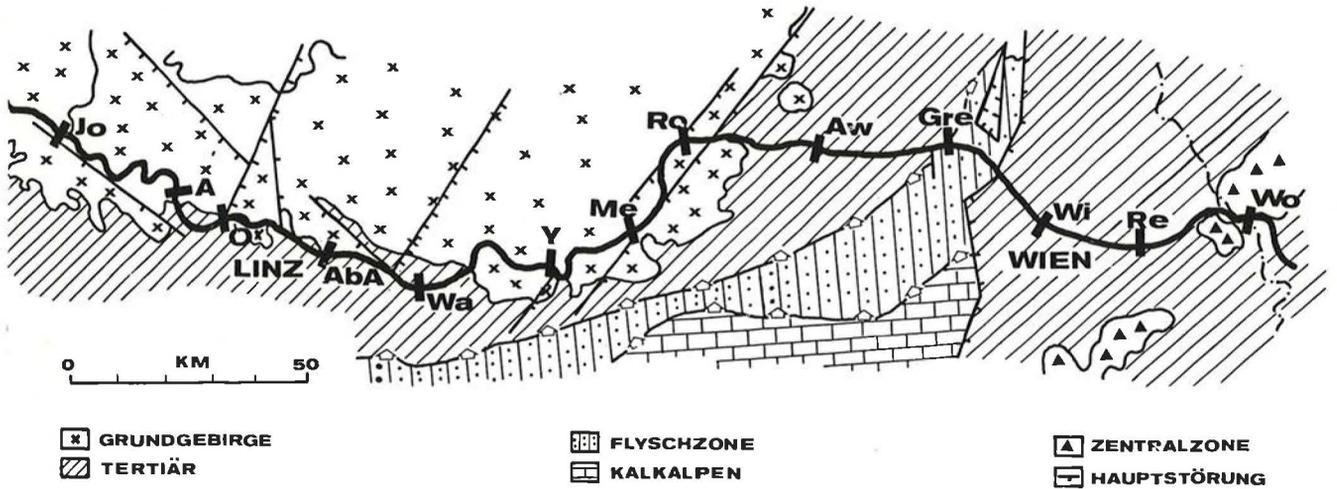


Abb. 1 Geologische Übersichtsskizze des österreichischen Donaupraumes und schematische Lage der Staustufen.

Geological Outline of the Austrian Danube and Layout of Plants.

wechselnd mächtigen tonig-sandigen Sedimenten des Mittel- und Jungtertiärs (SCHLIER). Hier werden Flußkrümmungen begradigt und die Kraftwerke in einer einzigen Baugrube (bis 140 ha) errichtet. Diese liegen neben dem Strombett und umfassen den gesamten Gründungs- und Durchstichbereich. Die Umleitung der Donau wird erst nach weitgehender Fertigstellung der Gesamtanlage vorgenommen. Alle Bauwerksteile können gleichzeitig ausgeführt werden, für die Baugrubenumschließungen steht genügend Raum zur Verfügung um breite, katastrophenhochwassersichere Schutzdämme zu errichten. Die Abdichtung der holozänen Überlagerung (Kies-Sand) erfolgt mittels Schmalwänden (Rüttelschlitze mit Injektionsfüllung), die eigentliche Dammdichtung mit Kunststofffolien. Bisherige Erfahrungen zeigen, daß das Schmalwandverfahren anderen Dichtungsmethoden weit überlegen sein kann, und daß damit eine nahezu vollständige Abdichtung zu erreichen ist. So betrug die gesamte Pumpwassermenge der Wasserhaltung in der Baugrube Altenwörth bei einer Umschließungslänge von über 6 km nur 70 bis 150 l/sec oder 0,01 bis 0,025 l/sec/lfm.

Für die Flachlandstufen mußten vor allem bei der Gestaltung der Gründungskonstruktionen teilweise neue Wege beschritten werden, da

bei tonreichen Schlierschichten sowohl während der Bau- als auch während der Betriebszeit sehr leicht die Gefahr einer Überbeanspruchung des Baugrundes besteht.

	Jochenstein	Ybbs	Aschach	Wallsee	Ottensheim	Altenwörth	Abwinden-Asten
einfache Spundwand	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Zellenfangdamm	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Kastenfangdamm	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Betonfangdamm	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Schmalwand	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Folie	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]	[dots]
Baubeginn	1952	1954	1959	1965	1970	1973	1975

Der Schlier der Kraftwerke OTTENSHEIM (O), ABWINDEN-ASTEN und WALLSEE (Wa) besteht aus aquitanen (mitteltertiären) Schiefertonen mit dünnen Einlagerungen von Kalkmergel und Mergelkonkretionen, die stellenweise auch Gas und Wasser führen.

S c h l i e r ist ein stark überverdichtetes Sediment, vorbelastet durch eine mächtige Überlagerung, die im Pleistozän abgetragen wurde. An der heutigen Oberfläche finden sich ausgeprägte Auflockerungszonen, die mehrere Meter tief in den Verband reichen. Durch tektonische Vorgänge am Nordrand der Molassezone entstanden Brüche, Verwerfungen usw. und damit Verstellungen und Schleppungen, vor allem aber eine örtlich sehr intensive Durchklüftung, die von großem Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften und die Standicherheit hoher Böschungen ist. Neben diesen Störungen sind die teilweise sehr komplizierten geologischen Verhältnisse an den Beckenrändern bestimmend für den Umfang der Voruntersuchungen und für die Lage der Stau-stufen. Die auf Schlier gegründeten Kraftwerke liegen meist in geologischen Grenzgebieten, in denen bereits eine geringe Verschiebung der Bauwerkslage grundsätzliche Änderungen der Gründungsbedingungen bewirken kann. So mußte das Kraftwerk WALLSEE um ca. 300 m von seiner ursprünglich geplanten Lage abgerückt werden, da ein antithetischer Bruch das vorgesehene Baugelände kreuzt und die Gründung in zwei verschiedenen geologischen Einheiten hätte erfolgen müssen. Außerdem war der Schlier in unmittelbarer Nähe dieser Störung zertrümmert und in dünne, aufgeschleppte Scherlamellen zerlegt. In OTTENSHEIM kam es zu einer Lageänderung um ca. 600 m nach Westen. Hier heben die Tertiärschichten gegen das Grundgebirge des östlichen Beckenrandes schüsselförmig aus und es kommen daher die unter dem Schlier liegenden Basis-sande an die Oberfläche. Eine Gründung in diesen Quarzsanden hätte im Bauzustand eine vollständige Entwässerung und für das fertige Bauwerk die Anordnung tiefer Dichtungsschürzen erzwungen. Durch die Verschiebung konnte eine einheitliche Schliergründung erreicht werden, allerdings war die unter den Tiefpunkten der Fundamente verbleibende Schlier-

schichte so dünn, daß das leicht gespannte Grundwasser in den liegenden Sanden während der Zeit des Tiefaushubes wirkungsvoll abgesenkt werden mußte.

Das von Fundamenten bedeckte Gründungsareal eines Donaukraftwerkes beträgt ca. 80.000 m², mit Kolkplatten und Nebenanlagen über 10 ha. Der Aushub erreichte Tiefen bis 35 m unter Gelände, davon 25 m bis 28 m im Tertiär. Da über Schliergründungen dieser Größenordnungen keinerlei Erfahrungen vorlagen, mußten grundlegende bodenmechanische und geotechnische Untersuchungen erfolgen, bzw. wurde es notwendig, für Aushubdurchführung und Gründung neue Verfahren und Technologien zu entwickeln. Die geotechnisch-technologischen Eignungsprüfungen sind sowohl im Labor als auch IN-SITU durchgeführt worden. Vordringlich war die Bestimmung jener Faktoren, welche die Festigkeitseigenschaften des Materials und des Gefügeverbandes beeinflussen. Neben den üblichen bodenphysikalischen Untersuchungen wurde daher besonders die Auswirkungen von Auflockerung, Verwitterung und Frost, sowie die Verformungen in Folge von Spannungsänderungen studiert.

Chemische Gesteinsanalysen zum Nachweis betonschädlicher Bestandteile verliefen negativ. Verformungsmessungen an Bohrkernen mit \varnothing 140 mm aus WALLSEE erwiesen sehr deutlich die Auswirkungen von Änderungen des Spannungszustandes und der Volumskräfte. Bei luftgelagerten Proben zeigte sich eine Ausdehnung von ca. 0,5 %, bei wassergelagerten Proben von 3 bis 5 %. Für Verwitterungsanfälligkeit und Frostempfindlichkeit wurden Serienversuche ausgeführt. Sie erwiesen, daß es bei ungünstigen atmosphärischen Einflüssen zu einer totalen Reduktion der Festigkeitswerte kommen kann, sie führten in der Folge zu sehr einschneidenden Vorschriften über Schutzmaßnahmen an der Baustelle. In den ton- und schluffreichen Sedimenten spielt Wasser in jeglicher Form eine hervorragende Rolle. Veränderungen im Porenraum und Einflüsse auf die Haftwasserhüllen sind von entscheidender Bedeutung für die Scherfestigkeit und Rutschgefährlichkeit. Bei Wasserentzug kommt es zu einer Verdichtung und Verfestigung, bei neuerlicher Durchnässung geht aber die Sättigung der Haftwasserhüllen und die Erzeugung eines Quellungs-

druckes so rasch vor sich, daß das Gefüge gesprengt wird und das Gestein in kürzester Frist zu Schlamm zerfällt. Die Schiefertone sind also charakteristische Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Vorgänge, die bei Festgesteinen keinen unmittelbaren Einfluß auf das Festigkeitsverhalten des Materiales haben, bewirken beim Schlier irreversible Veränderungen, er verliert seine Festigkeit durch Zerfall und Zersetzung. Frostversuche, bei denen auch die Art und Größe des Wassernachschubes studiert wurde, erzeugten sowohl dicke Eislinsen als auch ein dichtes Geflecht von Eislamellen. In jedem Fall kam es nach dem Auftauen der Proben zu einem schlammigen Zerfließen derselben. Es ist daher an den Baustellen, wo die Aushub- und Gründungsarbeiten mindestens zwei Winter überdauern müssen, besondere Sorgfalt auf den Frost-

schutz nicht abgedeckter Schlierflächen zu legen.

Bodenphysikalische Laboruntersuchungen wurden (im Erdbaulabor der TU-Wien) ebenfalls als Reihenversuche ausgeführt, wobei Scherversuche in wesentlich erweitertem Umfang als üblich vorgenommen wurden. Größter Wert wurde auf die Bestimmung der Restreibung und des Reibungsabfalles gelegt, durch wiederholte Scherversuche in wechselnder Richtung konnte das Minimum der Scherfestigkeit ermittelt werden.

Während in OTTENSHEIM, ABWINDEN und WALLSEE die anstehenden Schlierschichten mehr oder weniger gleichförmig ausgebildet sind, trifft dies für die jungtertiären Sedimente von ALTENWÖRTH nicht zu. Durch einen ständigen Wechsel toniger und sandiger Schichten mußten auch die Kennziffern für beide Materialien bestimmt werden.

UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE (Mittelwerte):

		OTTENSHEIM	ABWINDEN	WALLSEE	ALTENWÖRTH	
					Ton	Sand
Spezifisches Gewicht	g/cm ³	2,71	2,67	2,69	2,77	2,74
Raumgewicht trocken	g/cm ³	1,91	1,80	1,88		1,86
	g/cm ³	2,21	2,10	2,18		2,17
Natürliches Wassergehalt	%	15,5	16,6	15,5	16,6	14,5
Porenvolumen		0,30	0,32	0,30	0,29	0,32
Glühverlust	%	14,3	12,8	15,4	8,4	4,5
Konsistenzgrenzen	Fließgrenze	52	62	80	43	30
	Ausrollgrenze	22	22	24	25	24
	Plast. Ind.	30	42	56	18	6
Kornverteilung	Sand	15	6	5	5	75
	Schluff	52	65	53	85	24
	Ton	33	29	42	10	1
Durchlässigkeit	vertikal	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁴
	horizontal				10 ⁻⁴	10 ⁻⁶
Druckfestigkeit	90°	23	20,4	30	21	6
	45°	-	6	19	-	-
	0°	25	21	34	24	4
Scherversuche Labor ungestört	erstm.	28,3	27,4	33,1	36	36
	mehrm.	9,7	8,3	10,6	20	30
	Labor e=const. erstm.	23,7	20,0	18,4	29	33
	mehrm.	9,8	7,2	5,8	21	34
	In Situ mehrm.	9,1	7,5	7,7	-	-
	Eigenfestigk. kg/cm ²	0,26	0,25	0,4	-	-

In-Situ-Versuche in Form von Scherversuchen und Felsdehnungsversuchen bilden den Abschluß der geotechnischen Prüfungen. Verformungsverhalten, Scherfestigkeit, Reibungswiderstand etc. des Materials werden im Großversuch bestimmt, weil die Einflüsse von Schichtung und Klüftung im Labor nicht befriedigend geklärt werden können. Dazu wurde, ausgehend von einem Zugangsschacht

auf Höhe der vorgesehenen Gründung, ein Stollen vorgetrieben und in diesem die Versuchsblöcke ausgeformt. Bei den Scherversuchen wurden sowohl Schlierblöcke, die mit einer Kettensäge aus dem Verband geschnitten wurden, abgesichert, als auch Betonblöcke auf Schlier in der Kontaktfuge der beiden Medien. Auch hier sind durch wiederholte Scherversuche die unteren

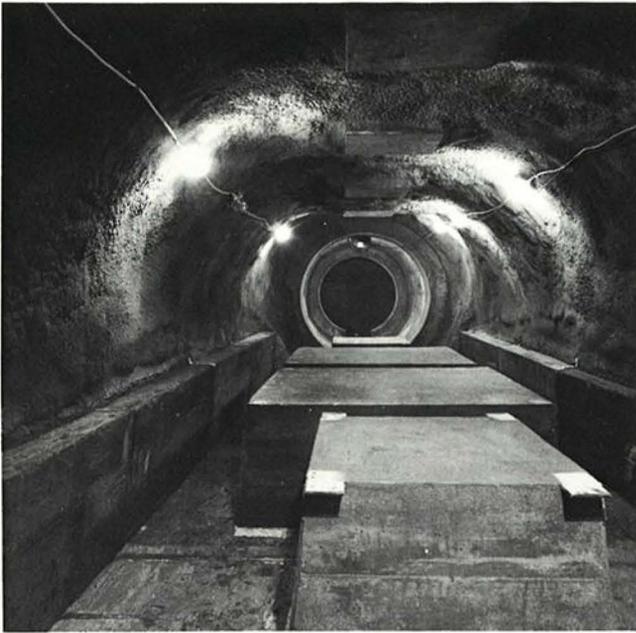


Abb. 3

Versuchstollen. Im Hintergrund Versuchsstrecke für horizontale Radialpressenversuche, im Vordergrund die Versuchsblöcke für Scherverversuche.

Test Gallery. The Section for the Horizontal Radial Jack Tests in the Background, in Front the Blocks for Shear Tests.

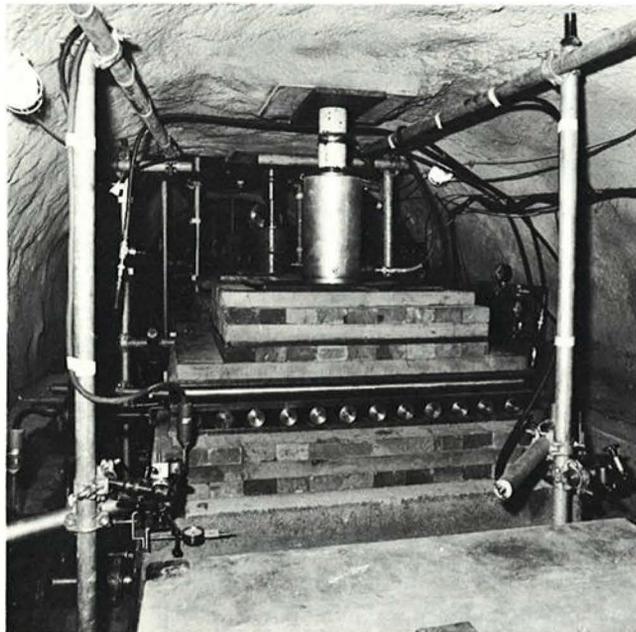


Abb. 4

Versuchseinrichtung für Scherverversuche
Shear Test Facilities

Grenzwerte des Reibungswiderstandes ermittelt worden. Felsdehnungsversuche wurden mit einer Radialpresse sowohl horizontal als auch vertikal ausgeführt, die gewonnenen Verformungsmoduli waren Grundlage für die Setzungsbe-
rechnung.

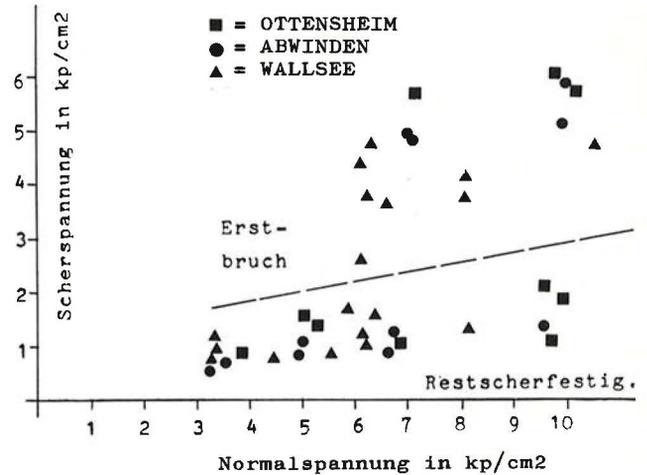


Abb. 5

In Situ Scherverversuche - Ergebnisse
In Situ Shear Tests - Results

Der Schlieraushub kann ohne Sprengungen allein durch Reißen mit Baggern und Ladegeräten vorgenommen werden. Der maschinelle Grobausbruch durfte aber nie bis zur endgültigen Aushubgrenze vorgetrieben werden, da der Maschineneinsatz erhebliche Auflockerungen erzeugt, die bei der meist plattigen Lagerung mehrere Meter tief hinter die Aushubwand reichen können. Der Massenaushub mußte rechtzeitig eingestellt werden, die Stärke der verbleibenden "Schutzzone" war abhängig von geologischen Faktoren, von Sedimentationsrhythmik, Schichtung, Klüftung etc. sowie von der Art der verwendeten Geräte. Sie wurde jeweils an den Baustellen festgelegt und variiert. Der zum Erreichen des planmäßigen Profiles notwendige "Feinaushub" wurde mehr oder weniger von Hand aus durchgeführt und zwar in kleinen und kleinsten Flächen, die nach abschließender Reinigung mit Preßluft und Besen sofort gegen Verwitterungseinflüsse geschützt werden mußten. Dies erfolgte durch Aufbringen von Spritzbeton, Schutzmörtel oder Schutzbeton. An steilen Baugrubenböschungen und Wänden hat sich Spritzbeton am besten bewährt, nicht jedoch

bei flachen Anschnitten und ebenen Flächen, da dort durch den Abprall die Sohlen verschmutzt und eine exakte Bindung der Schutzschichte an den Untergrund verhindert wird. An Sohlen wurden daher Schutzbetonschichten eingebracht, es hat sich erwiesen, daß ihre Stärke so gewählt werden muß, daß eine Verdichtung mit Tauchrüttlern möglich ist. Bei dünnen Schichten, die mit Rüttelschlitten verarbeitet werden, besteht immer die Gefahr von Wasserwegigkeiten und unzulässig hohen Sohlwasserdrücken. Da fertige Gründungssohlen keinesfalls Frosteinwirkungen ausgesetzt werden durften, war ein Feinaushub während der Wintermonate nicht möglich. Um die Betonarbeiten aber nicht zu unterbrechen, mußten Gründungsflächen vorbereitet und gesichert werden. Der Schutzbeton an den Sohlen war dann 1,2 bis 1,5 m stark, bei strengem Frost wurden diese Flächen zusätzlich mit Kies oder Matten abgedeckt, in Extremfällen sogar überdacht und beheizt. Spritzbetongeschützte Böschungen wurden ebenfalls zugeschüttet oder beheizt, war dies nicht möglich, mußte nach Einsetzen der Tauperiode der Aushub zurückgenommen und ein neuerlicher Schlierschutz aufgebracht werden. Da die mittlere Stärke der Torkrethau nur 5 bis 7 cm betrug, waren auch Vorkehrungen gegen Sonneneinstrahlung und Austrocknung notwendig. Die Wände wurden mit Stroh- und Plastikmatten abgedeckt und laufend feucht gehalten.

Alle diese Maßnahmen haben das Ziel, den Schlier der Gründungssohlen ungestört zu erhalten. Zur Kontrolle werden fallweise Fenster mit ca. 1 m² ausgeschrämt und der freigelegte Schlier untersucht. Vor Aufbringen der Schutzschichten wird laufend die Prellhärte des Schlier gemessen, ein Vergleich mit den in den Kontrollfenstern ermittelten Werten erlaubt Rückschlüsse auf event. Materialveränderungen und Auflockerungen.

Für das Kraftwerk WALLSEE als erste Schlierbaustelle wurden die eingehendsten geotechnischen Materialuntersuchungen durchgeführt. Leider läßt sich auch das Erkennbare in seinen Auswirkungen größenordnungsmäßig nur sehr schwer abschätzen und so mußten sowohl die Arbeitsweise im Schlier als auch die vom Material erzwungenen Maßnahmen und Sonderkonstruktionen erst langsam erarbeitet werden. Dabei waren auch Fehlschläge und Überraschungen in Kauf zu nehmen. Jedenfalls konnten die umfangreichen Erfahrungen der "Lehr-

baustelle" WALLSEE sehr nutzbringend angewendet werden, sowohl bezüglich Projektierung und Konstruktion, als auch bezüglich Baudurchführung und Vergabe.

In WALLSEE wurde der maschinelle Massenaushub großflächig mit größtmöglicher Leistung vorangetrieben. Das Erreichen des tiefsten Aushubniveaus wurde möglichst rasch auf einer möglichst großen Fläche angestrebt. In der Folge kam es allerdings zu Böschungsablösungen, Rutschungen und Massenbewegungen, diese machten Umgruppierungen der Baustelleneinrichtung und mehr oder weniger umfangreiche Änderungen der Gründungskonstruktionen notwendig. Insgesamt traten 18 Böschungsbrüche größeren Umfanges auf. Die Ursache dieser Bewegungen lag einerseits im großflächigen Öffnen der Baugrube - was in diesem Fall entgegen ernster Bedenken und Befürchtungen aus anderen Gründen notwendig war - und andererseits darin, daß Schichtung und Klüftung durch ihre stark unterschiedlichen geometrischen und physikalischen Wertigkeiten eine hochgradige Anisotropie bedingen. Das mechanische Verhalten einer Gesteinsmasse ist ja sehr weitgehend von der Ausbildungsart der Trennflächen und von den Materialkonstanten der Kluftkörper, besonders aber der der Kluftfüllungen abhängig. Die meisten Großbewegungen waren auf ein Unterschneiden vorgegebener Kluftflächen zurückzuführen. Näherte sich die Aushubwand einer Großkluft, oder wurde diese am Böschungsfuß freigelegt, so kam die auf der Trennfläche liegende keilförmige Masse in Bewegung. Schulbeispiele dafür waren die großen Rutschungen am südlichen Rand der Baugrube, wo in der Nähe des antithetischen Bruches die Schlierschichten bis auf 30° aufgerichtet und in Scherlamellen zerlegt waren. Diese Harnischflächen waren teilweise cm-dick mit plystischen Ton belegt, trotzdem aber in vielen Fällen ausgezeichnete Wasserwege. Beim Vortrieb jeder Aushubetage kam es zu Ablösungen, die letzten Endes bis zum Fuß der Baugrubenumschließung zurückreichten. Es bestand also die Gefahr für die Umschließung selbst und die Möglichkeit eines Wassereinbruches, der die gesamte Baugrube geflutet hätte. Gleichzeitig brach die oberwasserseitige Böschung der Wehranlage auf eine Länge von 120 m. Die bewegte Masse betrug annähernd 10.000 m³ und war damit die größte

Rutschung auf einer Schlierbaustelle. Maßgebend war in diesem Fall die Überwindung sowohl der Gefüge- als auch der Materialfestigkeit. Längs eines Wassergrabens, mehrere Meter hinter der Aushubkante, bildete sich ein hangparalleler Riss, der im oberen Bereich den Kleinkluftscharen folgte, darunter aber als durchgehende Scherfläche auch die Kluftkörper durchschnitt. Die Durchnässung des Materials setzte die Scherfestigkeit herab, der Trennbruch im ungestörten Material begann, als die längs Klüften abgelöste Masse zu schwer wurde und einen progressiven Bruch einleitete. Die Gleitung erfolgte nicht plötzlich - es ist dies charakteristisch für Schlier - die Bewegung beschleunigte sich durch mehrere Tage, letztlich tauchte die Gleitfläche unter die Aushubsohle und preßte die horizontale Schlierfläche des angrenzenden Vorlandes nach oben.

Auf Grund dieser Ereignisse konnte die Endausformung der bis 25 m hohen Aushubwände nicht gewagt werden. Durchgreifende Sicherheitsmaßnahmen mußten die Weiterführung der Bauarbeiten garantieren. Zwei Vorschläge standen zur Diskussion: Einerseits ein großräumiger Zusatzaushub ("Entlastungsmulde") mit flachen, 10° bis 15° geneigten Böschungen, andererseits die Herstellung betongefüllter Schächte mit 4 bis 6 m Durchmesser, die sich wie Zähne oder Nägel im Schlier verbeißen und dadurch die Böschungen sichern. Obwohl die Schachtabteufung nur händisch erfolgen konnte und außerdem die Gefahr bestand, daß vor Ausbetonierung weitere Böschungsbewegungen erfolgen, wurde weitgehend die Methode des "Vernagelns" gewählt. Im Wehr wurde oberwasserseitig wohl ein gewisser Entlastungsaushub vorgenommen, die Sicherung der Böschungen aber, ohne ihre Neigung wesentlich zu reduzieren, durch Stützblöcke (Gewichtsböcke) erreicht. Dadurch konnte auch die Angriffsfläche für Verwitterungseinflüsse möglichst klein gehalten werden. Der Spornaushub im Wehr geschah ringweise, die Stützblöcke sind sofort in 6 m bis 9 m breiten unbewehrten Elementen betoniert worden. Im Krafthaus wurden je Turbinenblock zwei hintereinanderliegende Zwillingschächte hergestellt, sie sind biegesteif verbunden und bilden dadurch 12 m lange Stützscheiben. Sie sind 20 m tief, reichen 5 m unter den Aushubtiefpunkt und sind zusätzlich

durch schwere Armierungen mit den Fundamentblöcken verbunden. Insgesamt mußten 75 Einzel- und Zwillingschächte hergestellt werden. Mit diesem Verfahren gelang es, die erforderlichen Aushubtiefen und Böschungsneigungen herzustellen, spätere Kleinbewegungen haben gezeigt, daß sich zwischen den Schächten und Stützlamellen Gewölbe ausbilden und der dahinter liegende Schlier in Ruhe bleibt.

Schliraushub ist immer Wettlauf mit der Zeit. Die Aushub- und Betonierarbeiten für die Sicherheitsmaßnahmen müssen so rasch erfolgen, daß es nicht zur Ausbildung von Scherbruchflächen kommen kann, d.h., sie müssen auf die von der vorübergehenden Eigenfestigkeit des Materials abhängige Standzeit der Böschungen abgestimmt werden. Dies ist aber meist nur durch örtliche Erfahrungen im Maßstab 1:1 möglich. Ringbauweise, Stützelemente und - das Um und Auf - Trockenhaltung des Aushubbereiches sind die Bedingungen für einen geregelten Schlier-aushub. Die in WALLSEE gewonnenen grundlegenden Erkenntnisse kamen den nachfolgenden Baustellen zu Gute. In OTTENSHEIM, ALTENWÖRTH und ABWINDEN wurden die Sicherheitsmaßnahmen und die Nagelung der Böschungen bereits in das Vorprojekt aufgenommen und gezielte Aushubvorschriften erlassen. Dadurch war es möglich, die beiden erstgenannten Baustellen ohne besondere Vorkommnisse und Schwierigkeiten abzuwickeln, wir sind überzeugt, daß dies auch beim laufenden Projekt ABWINDEN gelingen wird.

Allerdings sind die geologischen Bedingungen und die Ausbildungsart der Molasseschichten von Ort zu Ort so unterschiedlich, daß immer wieder eine Anpassung der Aushubtechnik und der Fundamentausbildung notwendig ist.

In OTTENSHEIM mußte das im sogen. Linzer Sand unter der dünnen Schlierschichte zirkulierende, gespannte Grundwasser entlastet werden. Die Sande stehen an den Beckenrändern mit dem Primärgrundwasser in Verbindung, die wasserdichten Schiefertone bilden einen doppelten Grundwasserstauer und verhindern das Ausspiegeln der beiden Grundwasserströme. Die max. Druckhöhe lag einige Meter über dem natürlichen Gelände, es mußte angenommen werden, daß der Aushub wasserführende Störungen und Klüfte anschnidet, außerdem wurde befürchtet, daß es zu bedeutenden u. in ihrem Ausmaß nicht berechenbaren Baugrunddeformationen

kommen könnte. Zur näheren Untersuchung der hydrogeologischen Verhältnisse wurden Pumpversuche mit verschiedenen Absenkungen in zwei Entnahmekrühen durchgeführt. Zur Bestimmung der Absenktrichter standen 18 Piezometer zur Verfügung, die Auswertung erfolgte nach der Dupuit-Thiem'schen Brunnenformel für Grundwasser mit gespannter Oberfläche. Es ergaben sich k-Werte von $1,6 \cdot 10^{-2}$ bis $7 \cdot 10^{-4}$ cm/s, der gewogene Mittelwert betrug $6,7 \cdot 10^{-3}$ cm/s. An der Baustelle wurden nach Erreichen der Schlieroberfläche sofort 12 Brunnenbohrungen ow- und uw-seitig des Tiefaushubes im Rotary-Verfahren niedergebracht. Sie reichten bis ins liegende Grundgebirge, die Filterstrecken wurden jeweils der Mächtigkeit des Sandes angepaßt und waren 4 bis 8 m lang. Während der Gründungsarbeiten wurde durch eingesetzte UTA-Pumpen eine Totalabsenkung (Druckminderung in den Brunnen ca. 40 m) vorgenommen, vorher und nachher eine Teilabsenkung durch freies Ausfließen an der Schlieroberfläche. Um den ununterbrochenen Betrieb zu gewährleisten erhielten die Pumpen eine gesonderte Stromanspeisung und waren auf Notstromaggregate umschaltbar. Zwei Kontrollbrunnen in den Schwerpunkten des Absenkungsfeldes wurden später mit bleibenden Meßeinrichtungen ausgebaut und sind heute ein Teil der laufenden Bauwerksbeobachtung. Die Brunnen waren 23 Monate in Betrieb, sie wurden vor Bauende zubetoniert, um das Eindringen von Stauwasser zu verhindern.

ALTENWÖRTH brachte andere Probleme. Beim Schlier des westlichen Tullner Feldes, den sogenannten Oncophoraschichten, handelt es sich um eine intensive Wechsellagerung sandiger und schluffig-toniger Schichten mit sehr unterschiedlichen Durchlässigkeiten. Obwohl anzunehmen ist, daß die Tone Sperrschichten gegen vertikale Durchströmung bilden, kann doch eine Einsickerung von Stauwässern in die Sand-schichten durch vorhandene Klüfte und Risse nicht ausgeschlossen werden. Dies könnte zu

unkontrollierbar hohen Auftriebsdrücken im Unterwasserbereich und zu Umlagerungen und Ausschwemmungen im Untergrund führen. Bei den erosionsgefährdeten Sandböden wurde auch von vorne herein auf Sohlwasserdruckentlastungen verzichtet. Es kam zur Anordnung einer Dichtungswand, die als Schlitzwand bis 10 m unter tiefsten Aushubpunkt reicht. In der statischen Berechnung ist bis zur Schlitzwand der volle Auftrieb eingesetzt, uw-seitig aber eine Abminderung auf 60 % angenommen. Um diese Annahme zu garantieren, wurde hinter der Schlitzwand an der Gründungsfuge eine Drainage aus Filtersand und Einkornbeton hergestellt, die in den Kontrollgang entwässert. Im normalen Betriebsfall, bei voller Funktion der Dichtungswand, bleibt diese Drainage verschlossen, es werden an den Ausmündungen laufend Druck- und Mengenummessungen vorgenommen. Sollte die 40%-ige Abminderung des Sohlwasserdruckes örtlich nicht zutreffen, so können die Drainagen geöffnet und eine Auftriebsminderung erzielt werden. Darüber hinaus wurden im Zuge der Baugrundbeobachtungen zahlreiche Piezometer versetzt, die bis 25 m unter Gründungssohle reichen und den Schichtwasserdruck in verschiedenen tief liegenden Sand-schichten anzeigen.

Der Anschluß der Schlitzwand an das Bauwerk mußte besonders sorgfältig erfolgen, weil sie durch die zu erwartenden Setzungen nicht übermäßig belastet werden darf. Zwischen Schlitzwandkopf und Bauwerksbeton liegt daher eine Asphaltleiste aus dauerplastischen Material, das bei Setzungen verdichtet wird und Beschädigungen der Dichtungswand verhindert. Bei allen Donaukraftwerken, besonders aber bei den in Schlier gegründeten, werden Meßgeräte für Setzung und Horizontalverschiebung, für Sohlen-, Kluft- und Porenwasserdruck, für Fugendehnung, Bodendruck etc. eingebaut. Dadurch ist die Möglichkeit gegeben, Bauwerk und Baugrund ständig zu überwachen und die Sicherheit der Bauwerke zu garantieren.

DER SCHIEFE TURM VON PISA, BODENMECHANISCHE PROBLEME MEINES SANIERUNGSVORSCHLAGES

THE LEANING TOWER OF PISA. PROBLEMS OF SOIL MECHANICS REFERRING TO MY PROPOSITION OF REMEDIAL MEASURE

LA TOUR PENCHÉE DE PISA. PROBLÈMES DE LA GEOTECHNIQUE CONCERNANTS MA PROPOSITION DE CONSOLIDATION

CH. VEDER, Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr.-Ing. h. c., o. Prof. am Inst. f. Bodenmechanik, Techn. Univ. Graz, Österreich
E. GARBER, Dipl.-Ing., Assistent am Inst. f. Bodenmechanik, Techn. Univ. Graz, Österreich

SUMMARY. For the remedial measure of the Leaning Tower of Pisa about 20 suggestions were submitted as the result of an international invitation to a competition. Among them I suggested my proposition in the magazine: Der Bauingenieur of Mai 1975 under the title "Sanierungsvorschlag für den Schiefen Turm von Pisa" ("A suggested Remedial Measure for the Leaning Tower of Pisa"). In the following article the problems of this suggestions are discussed; the possibility of the realization is shown, with a sufficient coefficient calculated according to the rules of soil mechanics. An acceleration of the remedial measure with vertical sand drains, who reduce the consolidation time a good deal is also discussed in this article.

RESUME. En base d'un concours international pour la consolidation de la tour penchée de Pisa ont été présenté 20 propositions, dont trois ont été choisies pour un consideration plus restraint. Entre elles j'ai proposé un project le quelle j'ai publié dans la revue "Der Bauingenieur, Mai 1975, Sanierungsvorschlag für den Schiefen Turm von Pisa". Les problemes particuliers les plus importantes de ce project sont traité dans la publication presente; la possibilité de la realisation avec des facteurs de securité suffisents est démontré en base des calculs suivent les regles de la mecanique du sol. Drainages verticaux peuvent diminuer considerablement le temps de consolidation.

EINLEITUNG. Im Jahre 1173 begann man den Schiefen Turm von Pisa zu bauen. Es stellte sich bereits wenige Jahre nach Baubeginn eine Schiefstellung nach Norden, also entgegengesetzt zur heutigen Neigung, ein. (Abb.1). Man konnte sich damals die recht starke Neigung von etwa $3,5^\circ$ nicht erklären und beendete den Bau vorerst nach 8-jähriger Bauzeit. Zu diesem Zeitpunkt war gerade das 4. Stockwerk erreicht. Das Turmfundament wurde als ringförmige Flachgründung (außen \varnothing 19,58 m, innen \varnothing 4,50 m) ausgeführt. Das an der Oberfläche anstehende Material sieht recht tragfähig aus. Man wußte also keine Erklärung für diese einseitige Setzung. Die Gründungstiefe betrug nur zwei Meter; heute ist der Turm um weitere 2,6 m eingesunken.

In der Veröffentlichung "Sanierungsvorschlag für den Schiefen Turm von Pisa" im Bauingenieur, Mai 1975 wurde bereits auf die Gründe der Schiefstellung eingegangen. Grob sei hier nur wiederholt, daß für die Schiefstellung die unter der 10 m mächtigen, schluffigen Sandschicht liegende ca. 30 m starke Tonschicht verantwortlich ist. (K.Terzaghi, 1934). Daß die Neigung zuerst nach Norden und nach der Wiederaufnahme des Baues 100 Jahre später nach Süden erfolgte, läßt sich meiner Meinung nach entweder durch die einseitige Lagerung der schweren Marmorblöcke oder durch die Anwesenheit einer schweren Baurampe erklären, die zuerst im Norden und später im Süden des Turmes angeordnet waren.

Man kann die ersten acht Baujahre ruhig als

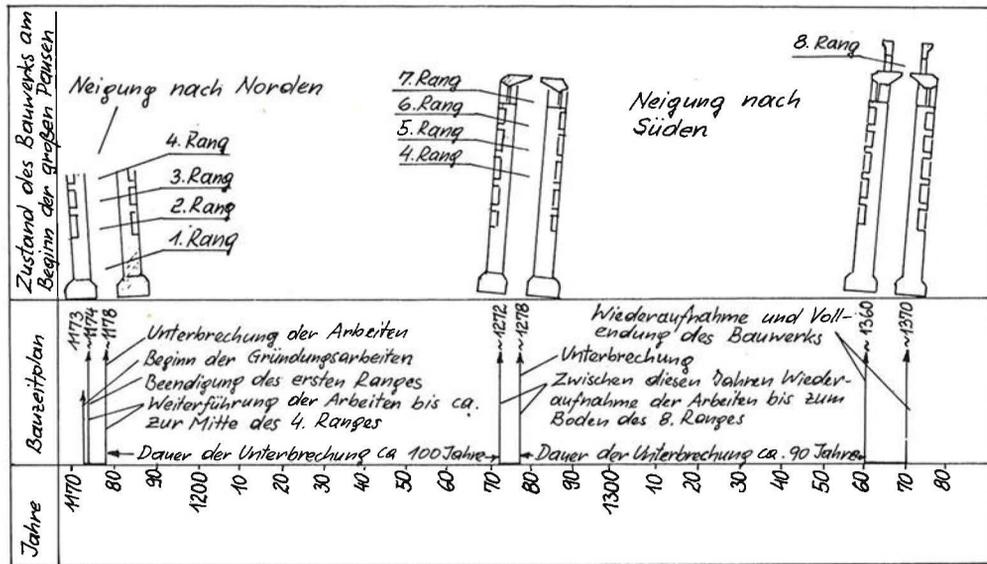


Abb. 1 Bauphasen des Turmes von Pisa (Ricerche e studi, 1971)
Stages of construction of the Tower of Pisa.

einen Großversuch mit dem Resultat einer sehr bald eintretenden Setzung bei größeren Belastungen ansehen. Daß die ursprüngliche Neigung nach Norden wahrscheinlich ungewollterweise in eine solche nach Süden umgewandelt werden konnte, unterstreicht die Möglichkeit der wirksamen Ausführung meines Sanierungsvorschlages. Die Tonschichte ist allein für die Schiefstellung verantwortlich; das beweist auch die exzentrisch nach Süden verschobene Eintiefung an der Tonoberfläche (Ricerche e studi, 1971).

In meinem Sanierungsvorschlag wird die Wirkung dieses Großversuches angewendet. Die Wirksamkeit des Verfahrens ist dadurch praktisch garantiert. Es wird auf der der Schiefstellung abgewandten Seite außerhalb und unabhängig vom Turmfundament eine Belastung in Form von 108 Ankern mit je 50 t maximaler Vorspannkraft aufgebracht. Die Anker binden ca. 10 m in die unterhalb der Tonschichte liegende tragfähige Sandschichte ein. Jeder Ankerkopf wird an einer Betonplatte mit den Abmessungen 1,2 m x 1,2 m x 0,3 m befestigt.

Der Turm hatte eine projektmäßige Sohlpressung von 5,14 bar; die heutige Spannungsverteilung ist trapezförmig und beträgt maximal 9,61 bar und minimal 0,67 bar.

Die erste große Anforderung an meinen Sanierungsvorschlag besteht darin, eine Unter-

schreitung der jetzigen minimalen Sohlpressung von 0,67 bar als auch eine Vergrößerung der maximalen Sohlpressung von 9,61 bar unbedingt zu vermeiden. Mittels der Gleichungen von Boussinesq erhält man sämtliche Spannungszustände im als elastisch isotrop angenommenen Halbraum unter dem Turmfundament. Es ergibt sich aus der Berechnung, daß bei gleichzeitigem Anziehen sämtlicher Anker, die minimale Kantenpressung von 0,67 bar eine leichte Verminderung erleidet. Einen Ausweg fanden wir, indem wir die 108 Ankerplatten in verschiedene Bereiche unterteilten und die auf diese Weise erhaltenen Ankerfelder schrittweise belasteten. Die Unterteilung der 108 Ankerplatten erfolgt in vier Bereiche mit den Bezeichnungen I, II, IIIb, IIIa. (Abb.2). In den Bereichen I und II befinden sich je 36 Anker, in den Bereichen IIIa und IIIb je 18 Anker. Die 108 Ankerplatten, deren Mittelpunkt einen Raster von 1,30 m Abstand bilden, bedecken ein Areal von insgesamt 234 m². Die maximale Vorspannkraft von 50 t je Anker bedeutet eine Bodenpressung von 3,0 bar an der 1 m unter der Geländeoberfläche liegenden Sohlfuge der Betonplatten. Zwischen den einzelnen Belastungsvorgängen sind entsprechende Konsolidierungszeiten vorgesehen. Für die einzelnen Felder wurde eine Belastungsfolge (Abb.3) angenommen, die es ermöglicht, daß die minimale Kantenpressung

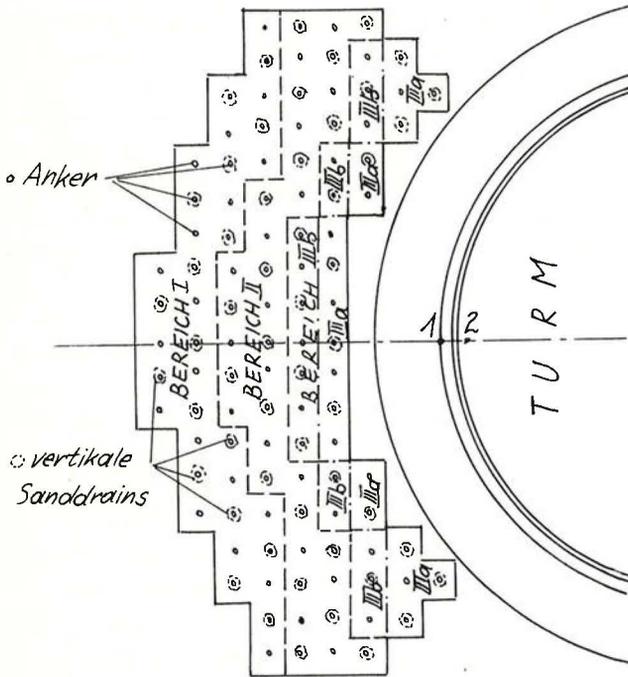


Abb. 2 Unterteilung des Ankerfeldes
Subdivision of the anchorage-field

nicht kleiner bzw. die maximale Kantenpressung nicht größer wird. Die Lastaufbringung erfolgt in Stufen von 0,5 bar, das entspricht etwa einer Ankerkraft von je 8,4 t. Für jede dieser

Laststufen von je 0,5 bar in den einzelnen Bereichen wurde nun in den maßgebenden Punkten 1 und 2 (Abb.4) eine Bilanz zwischen den nach abwärts und den nach aufwärts gerichteten Spannungen gezogen.

Nach abwärts gerichtete Spannungen infolge Ankeranspannung sind:

1. σ_v nach Boussinesq
2. Spannungszunahme durch Konsolidierungssetzung infolge Rückdrehung des Turmes (Tab.I).
3. Spannungszunahme infolge Sofortsetzung: Die Sofortsetzung beträgt 10 % der Gesamtsetzung; sie wirkt im Augenblick der Lastaufbringung; ist aber sehr klein.

Die nach oben gerichtete Spannung infolge Ankeranspannung:

Es ist dies eine gegen das Fundament des Turmes gerichtete Spannung, die sich aus der Horizontalspannung nach Boussinesq ergibt. Man kann diese Spannung auch als senkrechte Aufhebung bezeichnen (Abb.5).

Die Belastungsschritte werden in zweimal 10 Phasen durchgeführt. In den ersten 10 Phasen werden die Anker auf 25 t vorgespannt; es folgt dann eine Beobachtungszeit von 10 Monaten. In wiederum 10 Phasen mit derselben Zeitabfolge,

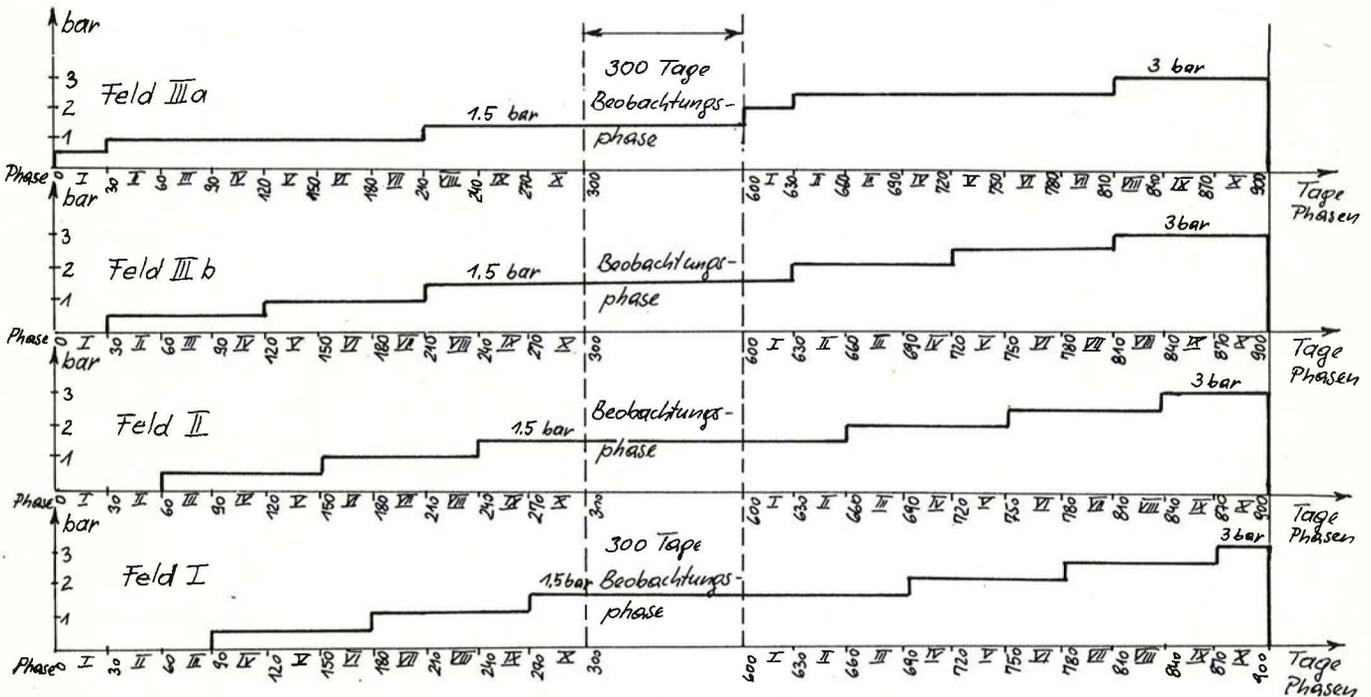


Abb. 3 Zeitliche Abfolge der Ankerbelastung
Load of anchorages in function of time

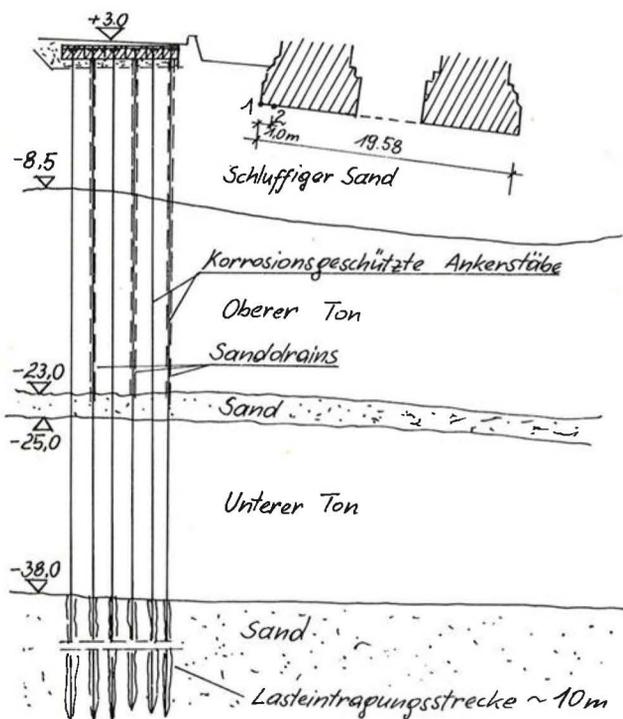
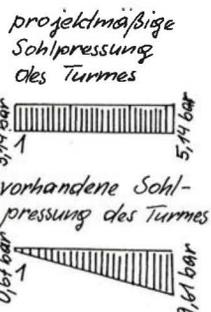


Abb. 4 N - S Schnitt
N - S section

Setzung [cm]	Neigungsänderung °	vorhandene Spannung [bar]
0	0°	0,67
1	0,029°	0,693
2	0,059°	0,717
3	0,088°	0,740
4	0,117°	0,763
5	0,146°	0,788



Tab. I Spannungszunahme infolge Konsolidierungsetzung im Punkt 1
Increase of stresses caused by consolidation settlement in point 1

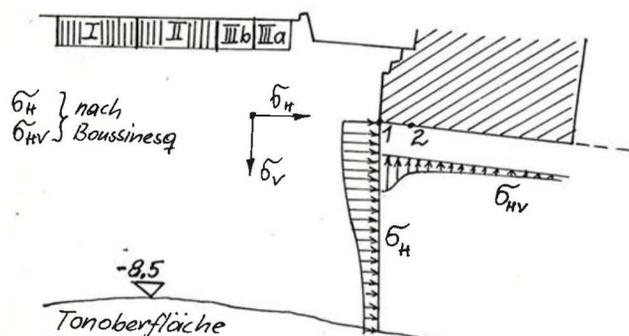


Abb. 5 Senkrechte Aufhebung σ_{HV} infolge Anker spannung
Vertical uplift-stress σ_{HV} due to a pressure anchorages

wie die Anspannung auf 25 t je Anker erfolgte, wird die maximale Vorspannkraft von 50 t je Anker erreicht.

Die Spannungsverteilung am Turmfundament wurde für die Punkte 1 und 2 berechnet. Die Ergebnisse im Punkt 2 zeigten aber bereits sehr deutlich, daß es zu keinerlei Verminderung der Ausgangsspannung infolge der Ankerkräfte kommt. (Tab.II). Zwischen jeder Phase werden 30 Tage Konsolidierungszeit eingeschoben. Diese Zeitspanne von 30 Tagen bedeutet einen Konsolidierungsgrad von 90 % für die schluffige Sandschicht, während der Konsolidierungsgrad der oberen Tonschicht 12 %, jener der unteren Tonschicht 10 % für jeden neuen Belastungsvorgang beträgt. Naturgemäß kommt es nach Verlauf einiger Konsolidierungszeiten zur Erhöhung des Verfestigungsgrades. Nach Verstreichen der 10-monatigen Beobachtungsphase, das sind 570 Tage nach dem Anziehen des ersten Ankerfeldes IIIa, beträgt der Konsolidierungsgrad der oberen Tonschicht 47 %, jener der unteren Tonschicht 32 %. Diese Prozentwerte gelten für den allerersten Anspannungsvorgang. Vom Ende der Phase X sind zu diesem Zeitpunkt 300 Tage vergangen. Der Verfestigungsgrad beträgt für die letzte Belastung der ersten zehn Phasen 34 % für den oberen Ton und 25 % für den unteren Ton.

Wenn die ständigen Kontrollmessungen normal verlaufen, so kann man nunmehr an die Erhöhung dieser Ankerlast auf 3 bar Bodenpressung herangehen. Der Belastungsvorgang erfolgt wieder in 10 Phasen, die wieder durch 30 Tage Konsolidierungszeit voneinander getrennt sind.

Die Gesamtdauer bis zum Erreichen der Maximallast von 50 t je Anker beträgt also ca. 28 Monate.

Diese Zeit kann durch Vertikaldrainagen wesentlich verkürzt werden. Man benötigt etwa nur ein Drittel der vorher angegebenen Zeit, so daß die Gesamtlast in einem Jahr aufgebracht werden kann. Man muß sich aber deshalb keinesfalls beeilen, da ja die Zeit, die man länger aufwendet, eine gewisse Reserve für die Sicherheit darstellt. Der Aufbau der Sanddrains ist einfach, und zwar wird der Sanddrain in dasselbe Bohrloch eingebracht, das für die Anker bestimmt ist. Es befindet sich also das Zugglied des Ankers in der Mitte des jeweiligen Drains.

Der Drain wird von einem gelochten Plastikrohr umgeben. Am Plastikrohr ist außen ein Vlies befestigt, das den feinteiligen Ton abhält. Die Sanddrains reichen von der Ankerplattenunterkante bis zur Sandschichte, die den oberen vom unteren Ton trennt. Die Tatsache, daß Anker und Drain nur ein gemeinsames Bohrloch benötigen, bedeutet eine wesentliche Arbeitsvereinfachung. Außerdem wird nur jeder zweite Anker mit einem Sanddrain kombiniert.

Grundbruch durch den Turm allein ohne Ankerbelastung:

Dazu wäre zu sagen, daß man diesen auch für die Schiefstellung verantwortlich machen könnte. Er kann in diesem Fall nur als langsames Kriechen mit vermindertem Scherwiderstand eingetreten sein. Diese Form des Grundbruches läßt sich aus der Baugeschichte ableiten. Neuere Untersuchungen haben gezeigt, daß die absoluten Setzungen des Turmes abgeklungen sind und auch kein Kriechen zeigen. Diese Tatsache widerspricht der Theorie, daß der Grund der Schiefstellung ein Grundbruch in Form von Kriecherscheinungen ist. Berechnet man die Sicherheit mit nicht verminderten Bodenkennwerten φ' und c' , so liegt sie etwas über 2,0 (E. Schultze, 1973).

Grundbruch infolge Ankeranspannung:

Diese Art des Grundbruches wurde sowohl in Richtung zum Turm als auch in die entgegengesetzte Richtung untersucht. Diese Untersuchung wurde für die verschiedenen Phasen getrennt

nach DIN 4017 durchgeführt. Die Anfangsstandsicherheit mit den Kennwerten $\varphi_u = 0$ und $c_u = 0,63$ bar war für sämtliche Phasen größer als die Endstandsicherheit. Es wurde sodann nur mehr die Endstandsicherheit als maßgebender Fall mit den Bodenkennwerten $\varphi' = 31^\circ$ und $c' = 0,15$ bar für die schluffige Sandschichte und $\varphi' = 25^\circ$ und $c' = 0,18$ bar für den oberen Ton untersucht (Ricerche e studi, 1971). Das Turmgewicht wurde dabei nicht in Rechnung gestellt. Die zum Turm hinggerichteten Gleitkreisen meist frühzeitig im Turmfundament. Diese Gleitkreise besitzen also eine kürzere Länge und damit einen kleineren Scherweg als jene, die in die entgegengesetzte Richtung verlaufen. Für unsere Untersuchung waren also die zum Turm gerichteten Gleitkreise maßgebend. Für die ersten Phasen, die ja mit der Belastung in unmittelbarer Turmnähe beginnen, liegen die Sicherheiten ziemlich hoch. Sie nehmen bis zur Phase X ständig etwas ab, bleiben aber mit einem Sicherheitsfaktor von über 2,0 innerhalb der von der Norm gesetzten Grenze. Die ca. 50 m langen Anker binden 10 m in die tragfähige Sandschicht ein. Die Ankeranspannung wirkt wie eine Auflast und erzeugt eine Konsolidierung von oben nach unten. Im umgekehrten Sinne, nämlich von unten nach oben ist keine Konsolidierung möglich, da an der tragfähigen Sandoberfläche in -38,0 m Tiefe keinerlei Verformungen infolge Anker auftreten. Demgegenüber

Phase	Belastungsfeld	Zusätzlich aufgetragene Spann. bar	Gesamt-Spannung bar	Spannung vor Belastung bar	Spannung nach Belastung bar	Konsolidierungszeit Tage
I	IIIa	0,5	0,5	0,670	0,674	30
II	IIIa + IIIb	0,5	IIIa 1,0 IIIb 0,5	0,681	0,673	30
III	II	0,5	0,5	0,682	0,673	30
IV	I	0,5	0,5	0,679	0,673	30
V	IIIb	0,5	1,0	0,679	0,671	30
VI	II	0,5	1,0	0,679	0,670	30
VII	I	0,5	1,0	0,679	0,673	30
VIII	IIIa + IIIb	0,5	1,5	0,679	0,673	30
IX	II	0,5	1,5	0,687	0,678	30
X	I	0,5	1,5	0,685	0,679	300
10 Monate Beobachtungsphase				0,731		

Belastung bis 3,0 bar erfolgt nach demselben Schema

Tab. II Spannungsverteilung im Punkt 1 infolge Ankeranspannungsphasen
Distribution of stresses in point 1 due to the different phases of anchorage loading

stehen die Verformungen an der Oberfläche, die infolge Anker entstehen und maximal 30 cm betragen.

In ca. 15 m Entfernung von der mit Ankern belasteten Fläche befindet sich der Dom. Es ist aber auch hier keinerlei Grund zur Besorgnis, daß dieses länger als der Turm bestehende Bauwerk durch große Setzungen in Mitleidenschaft gezogen wird. Die Berechnungen ergaben eine maximale Setzungsneigung von 1 : 1940, das bedeutet bei einer Distanz von 10 m eine Setzungsdifferenz von 0,52 cm. Diese Werte gelten für eine Belastung von 3,0 bar.

Neben der Konsolidierung von oben nach unten tritt durch die horizontale Spannung $\bar{\sigma}_H$ auch eine seitliche Konsolidierung unter dem Turm ein. Das Ausmaß dieser Konsolidierung ist nur schwer zu erfassen, könnte aber durch Neigungsmesser (Inclinometer) gemessen werden. Sie erhöht auf alle Fälle die Stabilität des Turmes. Man sieht, daß der Effekt der Stabilisierung zufriedenstellend erreicht wird. Die Sicherheit des Turmes ist sowohl unter Berücksichtigung der elastischen wie plastischen Verformungen gewahrt, wenn die Lasten stufen- und feldweise aufgebracht werden. Der große Vorteil der Belastung außerhalb des Turmfundamentes liegt darin, daß das teilweise morsche Mauerwerk nicht berührt wird. Da aber bei einem so heiklen Bauwerk alle nur erdenklichen Sicherheitsmaßnahmen getroffen werden müssen, dürfte sich eine Vereinigung meines Projektes mit jenem Prof. Meardis der eine Verankerung des Turmes an der entlasteten Seite vorschlägt, empfehlen, wobei aber der Turm möglichst wenig zu berühren ist.

Literatur:

- RICERCHE E STUDI SU LA TORRE PENDENTE DI PISA, (1971): herausgegeben vom Ministero dei Lavori Pubblici, Roma.
- SCHULTZE, E. (1973): Der Schiefe Turm von Pisa, Sonderheft, Aachen.
- TERZAGHI, K. (1934): Die Ursachen der Schiefstellung des Turmes von Pisa. Der Bauingenieur 15, S.1
- CESTELLI GUIDI, C. (1975): Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni.