

Standfestigkeit, Tragverhalten und Verformung des Untergrundes

von Heinz Brandl

Generalbericht zum Thema III

Einleitung

Die Themengruppe III „Standfestigkeit (bzw. Tragverhalten) und Verformung der Böden“ umschließt praktisch den gesamten Erd- und Grundbau sowie die Bodenmechanik. Dementsprechend mannigfaltig sind auch die insgesamt 30 eingereichten Artikel. Nachfolgend werden die zur Konferenz vorgelegten Arbeiten behandelt und mit einigen Hinweisen sowie Beispielen aus der Praxis ergänzt.

Die Abbildungen (Abb., Fig.) beziehen sich auf die zitierten Konferenzbeiträge, die Bildnummern auf den vorliegenden Generalbericht.

Die Publikationen können im wesentlichen in sechs Hauptgruppen zusammengefaßt werden, wobei es allerdings in einzelnen Fällen zu fachlichen Überschneidungen kommt:

1. Flachfundierungen inkl. Setzungsberechnungen und Modellversuche
2. Tieffundierungen
3. Erdbebenwirkung auf Fundierungen
4. Horizontaler Erddruck
5. Standsicherheit von Böschungen; Rutschhänge
6. Sonstiges

1. Flachfundierungen inkl. Setzungsberechnungen und Modellversuche

DOVNAROVICH berichtet über experimentelle Untersuchungen der Abhängigkeit der Fundamentsetzungen von der Volumsänderung des Bodens infolge von Schubbeanspruchungen.

Der damit beschrittene Weg ist von besonderer Bedeutung, da die Verzerrungen einen ganz wesentlichen Anteil an Größe und Verlauf von Bauwerksetzungen haben. Ich komme im Zuge der Zusammenfassung noch einmal darauf zurück.

MALYSHEV bringt eine Methode der Setzungsberechnung auf der Basis eines nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens. Hierbei wurden dreidimensionale bzw. ebene Probleme der nichtlinearen Elastizitätstheorie auf eindimensionale reduziert, indem eine ideale Schicht äquivalenter Setzungen eingeführt wird.

Derart theoretische Verfahren sind zweifellos von Interesse, doch liegt das Hauptproblem der Setzungsprognosen meines Erachtens in erster Linie in der Wahl zutreffender Bodenkennwerte und mitwirkender Schichttiefen. Auch der Zusammendrückungsmodul ist keineswegs eine Konstante, sondern hängt unter anderem von der Größe und Form der Fundierungsfläche ab.

MILOVIČ behandelt Spannungsüberlagerungen unter streifen- und kreisförmigen Flachfundierungen. Es wurden die üblichen theoretischen Vereinfachungen getroffen, wie flexible, gleichmäßig belastete Gründung, ferner begrenzte Dicke der zusammendrückbaren Schicht H (horizontale Oberfläche; homogen und isotrop) und rauhe, starre Unterlage. Die mittels der Methoden der Finiten Elemente erzielten Ergebnisse sind Einflußfaktoren für Spannungen und Setzungen, wobei die Schichtdicken H , die Achsabstände von der Lastfläche r_i und die Tiefen z als Parameter eingehen (Fig. 3).

KNABE und ŻAWISZA legen eine theoretische Arbeit über die Oberflächensetzung einer elastischen Schicht infolge einer innerhalb dieser Schicht wirkenden vertikalen Einzellast vor; die Unterlage wurde rau und völlig starr angenommen. Die Ergebnisse sind für bestimmte Radialabstände und Poissonsche Konstanten in Tabellen zusammengefaßt.

GILMAN, LOGUTIN und REZNIKOV legen theoretische Untersuchungen über Fundierungen auf instabilem Löß endlicher Dicke vor, und zwar auf der Basis des Zweischichtsystems. Die Rechenergebnisse wurden mittels Lastplattenversuchen überprüft.

SEYCEK berichtet über Feldversuche mit kreisförmigen Lastplatten $\varnothing = 1,38$ m, welche auf der Oberfläche homogen tonigen Sandes aufgebracht wurden. Die Setzungen wurden in verschiedenen Tiefen unterhalb der Lastplatte gemessen (Fig. 2). Die Tiefe der aktiven Zone ergab sich hierbei für die in der Praxis gängigen Lasten zu etwa Fundamentbreite $B \pm 30\%$. Der aus den Feldversuchen rückgerechnete Zusammendrückungsmodul wurde mit den entsprechenden Werten aus Ödometer- und Pressiometerversuchen usw. verglichen. Besonders auffallend sind die Diskrepanzen zwischen voraus-

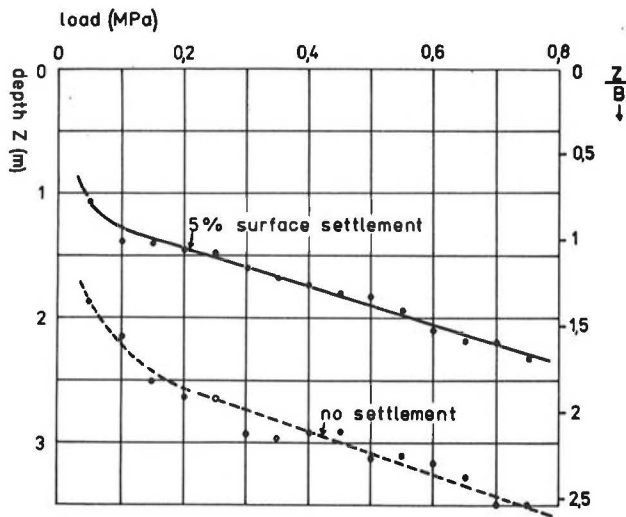


Fig. 3/Seyček: Tiefe des Setzungsherdess in Abhängigkeit von der Belastung; $B = 1,38$ m (Fundamentdurchmesser)

berechneten und gemessenen Setzungen: die Ödometerversuche ergaben zu große Werte. Der größte Setzungsanteil wurde im obersten Bodenbereich der halben Fundamentbreite gemessen; erwartungsgemäß stieg der für die Setzungen maßgebende Tiefenbereich der aktiven Zone mit Zunahme der Belastung an (Fig. 3).

Das im Artikel gezogene Resümee, daß die auf der Basis des Kompressionsversuches errechneten Setzungen stets größer seien als die tatsächlichen, ist meines Erachtens nicht zu verallgemeinern: bei erstbelasteten Bodenschichten ergibt sich erfahrungsgemäß oft eine gute Übereinstimmung, bei sehr weichen Böden können infolge von Schubverformungen sogar größere Setzungen eintreten; bei überverdichtetem Untergrund sind die Ödometerwerte nur dann einigermaßen brauchbar, wenn die geologische „Vorgeschichte“ versuchstechnisch nachgeahmt wird.

DALMATOV und GHOLLI berichten über die Entwicklung eines hydraulisch wirkenden Gerätes zur gleichzeitigen Messung von Spannungen und Verformungen im Untergrund. Nach kleinmaßstäblichen Versuchsreihen mit 800 mm \varnothing -Platten auf Löß wird von den Verfassern vorgeschlagen, die elastischen Setzungen nach TSYTOVICH zu berechnen, die bleibenden nach DALMATOV.

Ob man allerdings auf Grund von nur relativ wenigen Messungen und auch nur bei einem Bodentyp schon derart verallgemeinern kann, sei in Frage gestellt. Es sei ganz allgemein davor gewarnt, aus einigen Beispielen, wo Theorie und Praxis oder Messung und Rechnung gut übereinstimmen, in der Bodenmechanik gleich allgemein gültige Gesetzmäßigkeiten ableiten zu wollen. Wichtiger erscheint vielmehr stets eine detaillierte Angabe der Bodenparameter, eine Beschreibung der Versuchsapparatur und -durchführung, die den Lesern ermöglichen

sollen, Folgerungen für ihre speziellen Fälle zu ziehen.

ETIMOVs Beitrag ist besonders für planende Tiefbauer von Interesse: Er behandelt die erforderliche Mächtigkeit von Bodenauswechslungen mit Sand unter Fundamenten auf weichem Untergrund („Sandpolster“). Die Berechnungsformeln wurden auf der Basis des Grenzgleichgewichtes unter Zugrundelegung von Labor- und Feldversuchen abgeleitet.

Die größte Unwägbarkeit bei solchen Fundierungsarbeiten ist zweifellos die Sorgfalt der Bauausführung, die die Setzungen zwar sehr wesentlich beeinflusst, jedoch rechnerisch nicht erfaßt werden kann.

FINAEVA, DINKOV und ACHKASOV berichten über Setzungen von 6 Öltanks mit einem Fassungsraum von je 20.000 m³; die Stahlbehälter mit 45,6 m Durchmesser stehen auf 10 bis 11 m dicken wasser-gesättigten Lößschichten von starker Zusammen-drückbarkeit. Bei der Wasserfüllung der Tanks wurden 12 bis 14 cm Setzungen gemessen. Als Schlußfolgerung wird von den Autoren die vorübergehende Vorbelastung des Untergrundes empfohlen.

Diese zweckmäßige Vorgangsweise wird dann problematisch, wenn keine ausreichende Zeit für das Abwarten der Konsolidierung zur Verfügung steht.

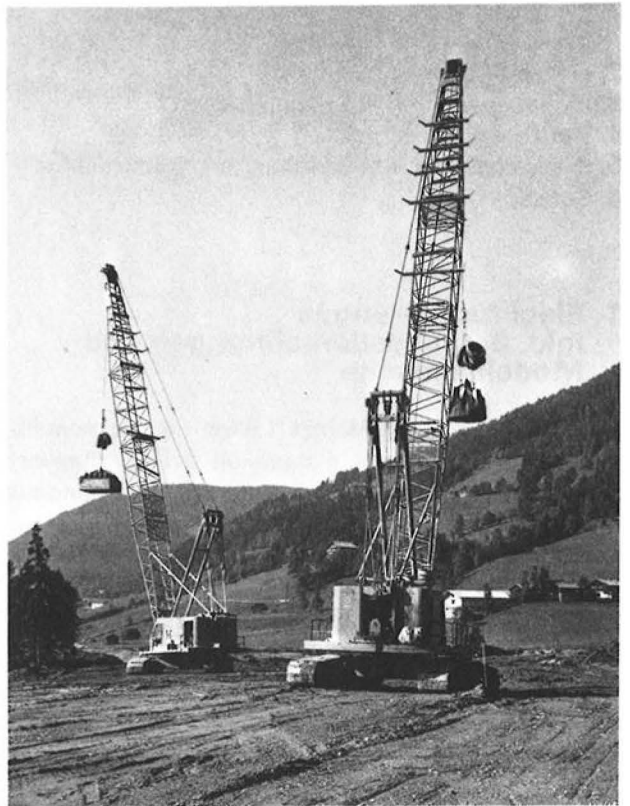


Bild 1: Autobahnknoten Eben: Fallgewichtsverdichtung mit 20 Mp aus 20 m Höhe (Kräne mit 120 Mp Tragkraft und 230 PS); Fallhöhen-Markierungen an den Auslegern

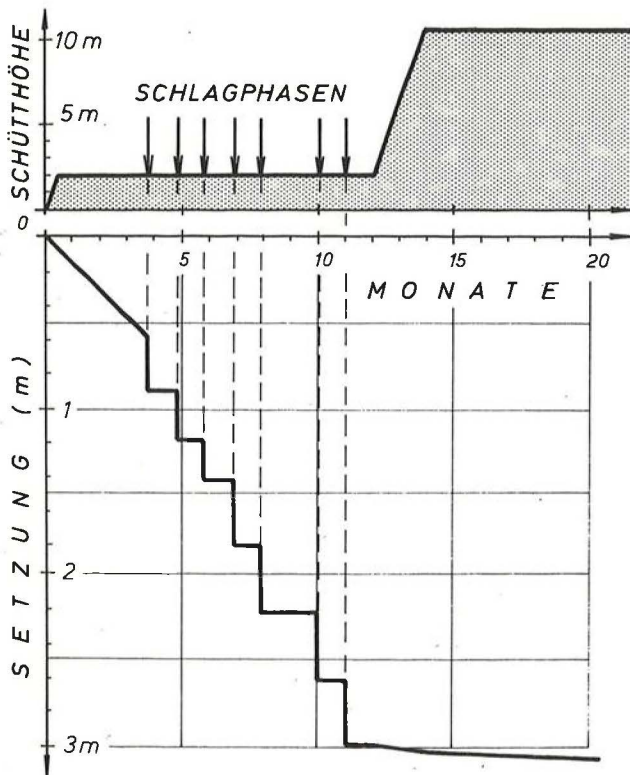


Bild 2: Grundbruchsicherung und Vorwegnahme von Setzungen eines Autobahndammes auf weichem schluffigtorigem Untergrund durch Tiefenverdichtung mit Fallmassen („dynamische Intensivverdichtung“): zeitlicher Verlauf der Dammsetzungen in Abhängigkeit von Schlagphasen (20 Mp aus max. 20 m Höhe) und Schütthöhe

Als weiteres Verfahren wäre die „dynamische Intensivverdichtung“ ergänzend zu erwähnen: Ich habe unter anderem bei der 4. Donau-Europäischen Konferenz darüber berichtet, und zwar in bezug auf den Autobahnbau (Bild 1 und 2). Die dort erstmals erprobten 20-t-Fallgewichte und 20-m-Fallhöhen wurden mittlerweile auch zur Bodenverbesserung unter Öltanklagern mit gutem Erfolg verwendet.

ŠKOPEK berichtet über die Setzung eines flach fundierten Getreidesilos. Einige der praxisnahen Feststellungen, welche in diesem Artikel getroffen wurden, möchte ich zum Anlaß für weitere allgemeine Hinweise nehmen.

Die Abmessungen und Bodenverhältnisse sowie Anordnungen der Grundpegel (bis 31 m Tiefe) gehen aus seiner Abb. 1 hervor: unter sandigem Lehm stehen also verwitterte Granite an, die stellenweise völlig zu Ton zersetzt sind. Die im Laboratorium oder mit dem Pressiometer erhaltenen bodenphysikalischen Kennziffern sind im Bericht genau angeführt. Die im Ödometer bestimmten Steifeziffern variierten von $E_s = 55$ bis 120 kp/cm^2 (Mittel: 110), an Granit-Kernproben wurden Elastizitätsmoduln von $E = 3000$ bis 29.500 kp/cm^2 ermittelt. Die maximale Sohlspannung unter der Gründungsplatte beträgt $3,5 \text{ kp/cm}^2$, davon 2 kp/cm^2 unter ständiger Belastung. Die gemessene Grenztiefe der Setzungen unterhalb der Fundamentplatte reichte etwa bis in eine Tiefe von zwei Drittel der Plattenbreite.

Am Setzungsverlauf der tiefen Pegel (Abb. 4) fällt der durch Siloentlastungen bedingte deutliche Verlauf der elastischen Hebungen auch in größerer Tiefe (Pegel Nr. 19: $-12,4 \text{ m}$) auf; zudem zeigt sich, daß der überwiegende Teil der Setzung während der Belastung eingetreten ist. Diese Erscheinung findet man ganz allgemein bei Gesteins-Verwitterungsprodukten sehr häufig.

Seit 1973 verformt sich der Untergrund des Silos praktisch nur noch elastisch: die Senkungen bzw. Hebungen entsprechen der Belastung und Entlastung der Silozellen. Dieses Verhalten ist bei ausgesprochenen Lockermassen keineswegs selbstverständlich: es hat sich nämlich gezeigt, – und zwar nicht nur Sanden, sondern auch bei überkonsolidierten Tonen, – daß es infolge zyklischer Belastungen und Entlastungen zu einer kontinuierlichen Zunahme der Absolutsetzungen kommen kann, und zwar über Jahrzehnte hinaus. Diese Bodeneigenschaft ist auch im Kompressionsversuch nachweisbar.

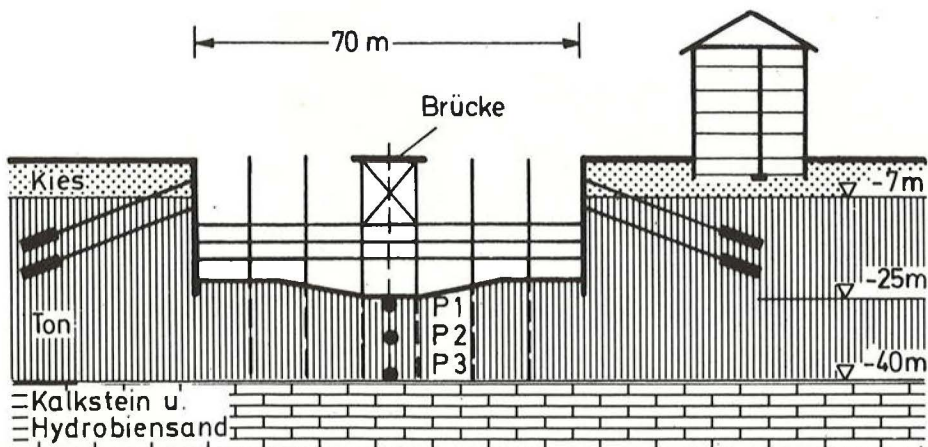


Bild 3: Baugrube für ein 150 m hohes Hochhaus in Frankfurt [1]: Bodenaufbau und Meßpegel

Nun wieder zum Beitrag von ŠKOPEK: er erwähnt, daß unter Zugrundelegung von Ödometerversuchen Silosetzungen von 18,6 cm errechnet wurden, tatsächlich aber nur 7,4 cm eintraten. Dies tritt nach unserer Erfahrung bei Gesteins-Verwitterungsprodukten oder überkonsolidierten Böden immer wieder auf, weil es im Zuge der Probenentnahme doch zu unvermeidbaren Entspannungen bzw. Auflockerungen kommt, so daß eine größere Zusammendrückbarkeit des Untergrundes vorgetäuscht wird. Man muß in solchen Fällen empirische Korrekturfaktoren einführen, die auf der örtlichen Erfahrung basieren. Solche Erfahrungswerte sind im allgemeinen für die Praxis wichtiger als „verfeinerte“ Berechnungsmethoden, ebenso wie für die praktische Durchführung von Setzungsberechnungen einfache Verfahren genügen und die richtige Erfassung der Baugrundparameter ausschlaggebend ist.

Allgemeines

Noch eine Folgerung aus dem zuvor behandelten Artikel sei herausgegriffen und allgemein ergänzt: bei breiten Baugruben, wo es im Zuge des Aushubes zu einer **Hebung der Baugrubensohle** kommt, ist bei der Berechnung der Gesamtsetzung die volle Bauwerkslast, das heißt ohne Abzug der Vorbelastung in der Gründungsohle, anzusetzen. Sehr anschaulich zeigen dies auch die Messungen von BRETH [1], welche dieser an Hochhäusern im Frankfurter Ton durchführen ließ; zur Veranschaulichung sei als Beispiel ein 150 m hohes Objekt angeführt, für das eine 70×70 m große und 25 m tiefe Baugrube erforderlich wurde (Bild 3). Das Last-Hebungs-Setzungs-Diagramm zeigt (Bild 4), daß der Einfluß des Baugrubenaushubes, also die Hebungen, bei der Setzungsprognose unbedingt berücksichtigt werden müssen. Überdies ist aus dem Diagramm deutlich das Erreichen des hydrostatischen

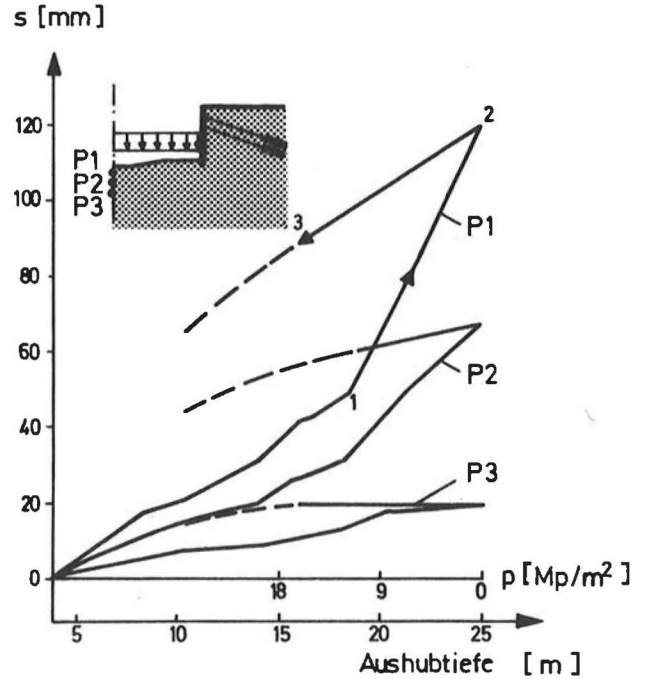


Bild 4: Detail zu Bild 3 [1]: Last-Hebungs-Setzungs-Diagramm

Spannungszustandes zu erkennen, wenn $\sigma_1 = \sigma_3$ wird (Knick-Hebungs-Beschleunigung). Bei weiterem Aushub wird die Vertikalspannung, die nun zur kleineren Hauptspannung σ_3 geworden ist, weiter vermindert, was zu einer stärkeren Zunahme der Verformungen (Sohlhebungen) führt [1].

Die Hebungen der Aushubsohle sind bei großflächigen tiefen Baugruben im Ton mit seitlichen Setzungen des Geländes verbunden.

Besonders problematisch wird der Einfluß des Baugrubenaushubes und der Baudurchführung (Zeitablauf) bei stark quellfähigem Untergrund. In vielen Fällen führt dies sogar soweit, daß nur Grenzwerte für die Gesamtsetzung angegeben werden können,



Bild 5: Plattenfundierung eines mehrgeschoßigen Hochbaues auf weichem schluffigem Ton: abschnittsweiser kleinflächiger Baugrubenaushub; Fundierungsohle und Drainagegräben mit Vlies abgedeckt bzw. ausgelegt, darauf sandiger Kies; rasches Betonieren der Sohlplatte

und zwar je nach zeitlichem Verlauf der Aushub- und Wiederverfüllungsarbeiten bzw. der Wiederbelastung. Bei breiten Baugruben sind daher stets ein abschnittsweiser, möglichst kleinflächiger Aushub und eine rasche Abdeckung der Baugrubensohle anzustreben (Bild 5). Wie sehr die Sorgfalt der Bau- durchführung die Setzungen von Hochbauten beeinflussen kann, zeigen nachstehende Meß- ergebnisse:

Zwei Wohnhäuser mit gleichem Grundriß der Fundamentplatte und gleicher Sohlpressung ($\sigma_m = 1,2 \text{ kp/cm}^2$) waren in unmittelbarer Nachbarschaft auf gleichermaßen schwelfähigem, in Oberflächen- nähe locker gelagertem Tegel (tertiärer, plastischer toniger Schluff) zu errichten. Beim ersten Objekt wurde die Baugrube rücksichtslos in einem Arbeits- gang freigelegt; mehrmalige Niederschläge weichten die Fundierungssohle auf, und überdies kam es zu Schwellungen des Anstehenden; die Bauwerks- setzungen betragen schließlich rund $s = 10 \text{ cm}$. Beim zweiten Objekt wurde nur abschnittsweise aus- gehoben, die kleinen Flächen sofort mit Vliesen abgedeckt und diese mit einer Lage sandigen Kiesel überschüttet (verdichtet); die Setzungsmessungen ergaben hier nur $s = 5 \text{ cm}$. Selbstverständlich sind die mechanischen Vlieseigenschaften (Membran- wirkung) nicht als unmittelbare und alleinige Ursache des günstigen Bauwerks- bzw. Setzungsverhaltens anzusehen; erst in Verbindung mit kleinflächigen, sorgfältigen Fundierungsarbeiten kommen sie als Bauhilfsmaßnahme zur Wirkung.

Die von BRETH in den letzten Jahren vorgelegten Ergebnisse von Verformungsmessungen unter Hoch-

häusern im Frankfurter Ton und auch unsere eigenen Erfahrungen mit dem Wiener Tegel (tertiäre Schluff- tone) zeigen deutlich, daß der **Setzungsherd** zu- mindest bei vorverdichteten Böden durchwegs höher liegt, als dies nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes zu erwarten wäre. Bei einem 113 m hohen Hochhaus mit $43 \times 43 \text{ m}$ Fundamentplatten- grundriß trat die Hälfte der Gesamtsetzungen schon in den obersten 5 m ein (Bild 6); für die Setzungs- berechnung wurde hierbei eine Einflußtiefe gleich der zweifachen Bauwerksbreite angenommen, was aller- dings nach unseren Erfahrungen viel zu tief ist. Mit dem hochliegenden Setzungsherd ist auch eine geringere Reichweite der Bodenverformungen nach den Seiten hin verbunden (Bild 7); abweichend vom elastischen Halbraum tritt neben dem Hochhaus ein Setzungssprung auf (oft mehrere Zentimeter!), was im Übergang zu flacheren Bauteilen z. B. eine beson- dere Ausbildung der Bauwerksabdichtung erfor- dert [2].

Zusammenfassend wäre festzuhalten, daß die Diskre- panzen zwischen den Ergebnissen der Setzungs- messungen und den „klassischen“ Berechnungs- methoden nach der Normalspannungshypothese sich unter anderem dadurch erklären lassen, daß die Setzungen zu einem weit größeren Teil durch **Verzerrungen** infolge der Schubspannungen und nicht durch eine echte Zusammendrückung infolge Volumsverminderung bedingt sind [3]. Es kommt also sowohl der Größe des Schubmoduls G als auch dem primären Spannungszustand im Halbraum vor dem Aufbringen der Bauwerkslast eine erhöhte Be- deutung zu. Bei vorverdichteten Böden tritt bekannt-

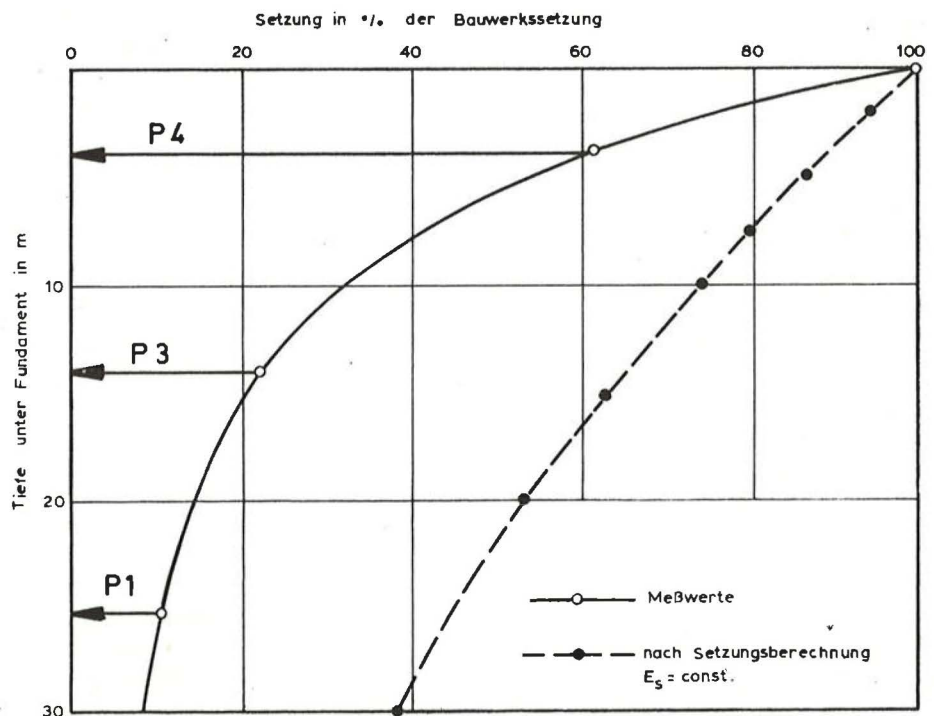


Bild 6: Setzungsverteilung unter einem 113 m hohen Hochhaus im „Frankfurter Ton“ [2]

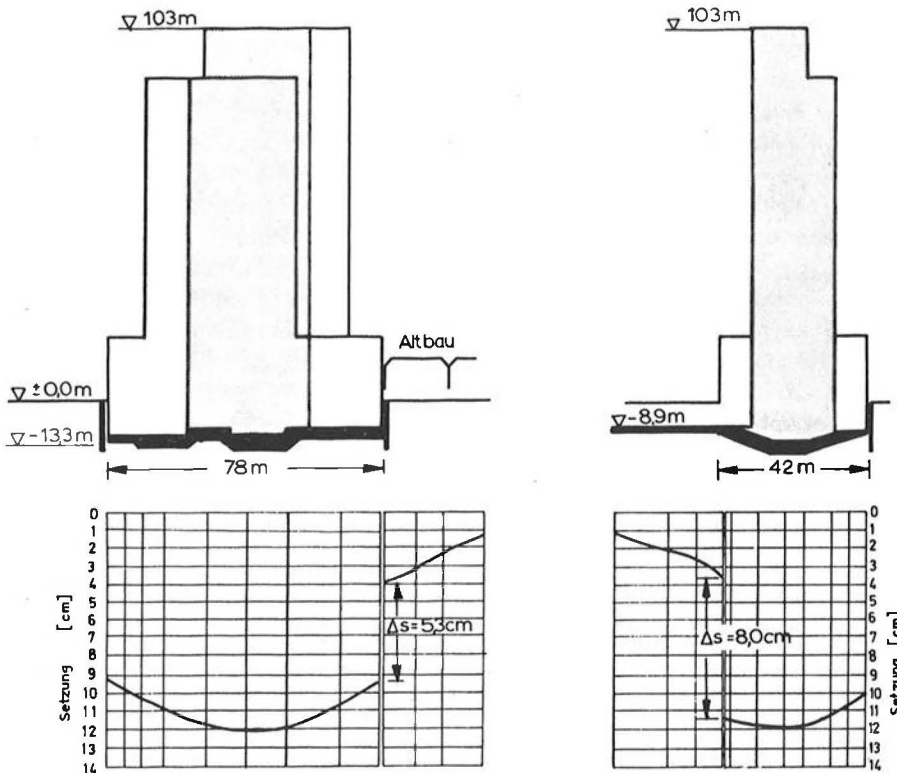


Bild 7: Setzungsmulde unter einem Hochhaus auf „Frankfurter Ton“ [2]

lich während des Schervorganges eine Auflockerung ein; daraus folgt, daß die Gesamtsetzung kleiner wird, als nach der Normalspannungshypothese zu erwarten ist.

Die Tatsache, daß bei größeren Plattenfundamenten der Setzungsherd verhältnismäßig hoch liegt, ist nun ebenfalls zu einem wesentlichen Teil darauf zurückzuführen, daß infolge der hohen Eigengewichtsspannungen in größeren Tiefen die Scherbeanspruchung und damit auch die Verzerrungen relativ geringer sind (BOROWICKA, 1970). Auch die Abweichungen zwischen Theorie und Praxis hinsichtlich des zeitlichen Ablaufes der Setzungen lassen sich als Einfluß der Verzerrungen deuten, welche um so länger andauern, je lockerer der Boden gelagert ist. Überverdichtete Tone zeigen daher ein wesentlich

rascheres Abklingen der Zeitsetzungen als nach der klassischen Konsolidationstheorie; hingegen bleiben sehr locker gelagerte kohäsionslose Böden selbst nach langer Zeit setzungsempfindlich [3].

Diese Tatsache illustriert Bild 8: trotz der großen und lang andauernden Setzungen war die Standsicherheit der Brücke infolge des Fehlens von Porenwasserüberdrücken im Sand nicht gefährdet.

Vorstehende Überlegungen erklären auch, warum mit der **Bettungsziffer** eher unbefriedigende Setzungsprognosen erzielt werden.

Die Bettungsziffer $k = p/s$ (kp/cm^3) ist zwar wegen der einfachen Handhabung bei elektronischen Berechnungen vielfach sehr beliebt, weist jedoch schwerwiegende theoretische Schwächen auf:

1. sie setzt voraus, daß im Boden keine Schubübertragung stattfindet;
2. sie ist keine unveränderliche Bodenkonstante, sondern von folgenden Faktoren abhängig:
 - Geometrie und Abmessungen des Bauwerkes
 - Größe und zeitlicher Verlauf der Lastaufbringung
 - Sohldruckverteilung (k variiert auch über dem Fundamentquerschnitt)
 - Dicke der einzelnen Schichten.

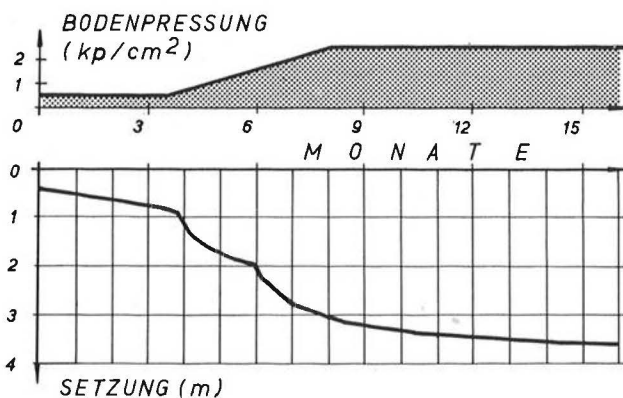


Bild 8: Setzungsverlauf des Pfeilers einer Autobahnbrücke auf extrem lockerem Sand [3]

Die diversen Verfahren, welche zur Abschätzung der **Grenztragfähigkeit** von Flachfundierungen im Gebrauch sind, führen zu erheblichen Unterschieden in den Ergebnissen (Bild 9). Dies ist durch die voneinander abweichenden theoretischen Voraus-

setzungen bedingt, welche den jeweiligen Hypothesen zugrunde liegen. Auch die Empfindlichkeit des Bauwerkes auf unterschiedliche Setzungen sowie die Bodeneigenschaften spielen hierbei eine Rolle: So belasten wir Böden, welche zu progressiver Bruchbildung neigen oder von Harnischflächen

2. Tieffundierungen

2.1 Pfahlfundierungen

BACHOLDIN behandelt die Zunahme der Tragfähigkeit von Pfählen mit der Zeit, welche er durch die Änderung der hydrodynamischen Spannungen in der verdichteten Zone nahe des Pfahles erklärt. Die Arbeit ist in die Grundlagenforschung einzureihen; für eine praktische Anwendung ist die Bestimmung der diversen Parameter problematisch.

BARTOLOMEJ, NABORŠČIKOV und PERMJAKOVÁ gehen auf Bodenverformungen und Spannungsverteilungen in der aktiven Zone zentrisch und exzentrisch belasteter Pfahlgruppen ein.

STROGANOV beschäftigt sich in einer theoretischen Arbeit mit der Tragfähigkeit von Vertikalpfählen in wassergesättigtem, tonigem Untergrund.

ŠIMEK und POCHMANN sind auf das Problem der Tragfähigkeit von Großbohrpfählen eingegangen, und zwar mit besonderer Berücksichtigung der ČS-Standards in Verbindung mit 40–60 m hohen Wohnhäusern in den Satellitenbezirken von Prag. Auf Grund der rechnerischen Unsicherheiten bei der Ermittlung der „zulässigen“ Tragfähigkeit von Großbohrpfählen wurden zahlreiche Probelastungen vorgenommen. Die Ergebnisse beeinflussen die ČS-Standards wie folgt:

- Achsabstand der Pfähle in einer Gruppe: $\geq 1,5 d$, wobei Gruppenkoeffizient = 1,
- bei exzentrisch beanspruchter Pfahlgruppe darf der höchstbelastete Pfahl die 1,5fache „zulässige“ Pfahllast aufweisen.

WENDLER legt eine nichtlineare Theorie für die Setzungsprognose von Bohrpfählen vor, wofür er die Ergebnisse von Probelastungen heranzieht. Der Mobilisierungsgrad von Mantelreibung und Spitzenwiderstand wird als Funktion eines rheologischen Bodenkoeffizienten α dargestellt. Für einen rheologischen Strukturbeiwert von $\alpha = 1$ gilt die Elastizitätstheorie, der Baugrund wird also ein elastisches, homogenes und isotropes Medium, als Last-Setzungskurve ergibt sich eine Gerade; je kleiner α gewählt wird (das die Krümmung der Setzungskurve angibt), desto früher wird die Grenztragfähigkeit erreicht (Abb. 5). Die Mantelreibung kann natürlich in den einzelnen Bodenschichten unterschiedlich stark mobilisiert sein. Ein praktischer Vorteil der Berechnung liegt darin, daß neben der Scherfestigkeit (φ, c) nur die zwei Parameter pressiometrischer Verformungsmodul und Strukturbeiwert α benötigt werden.

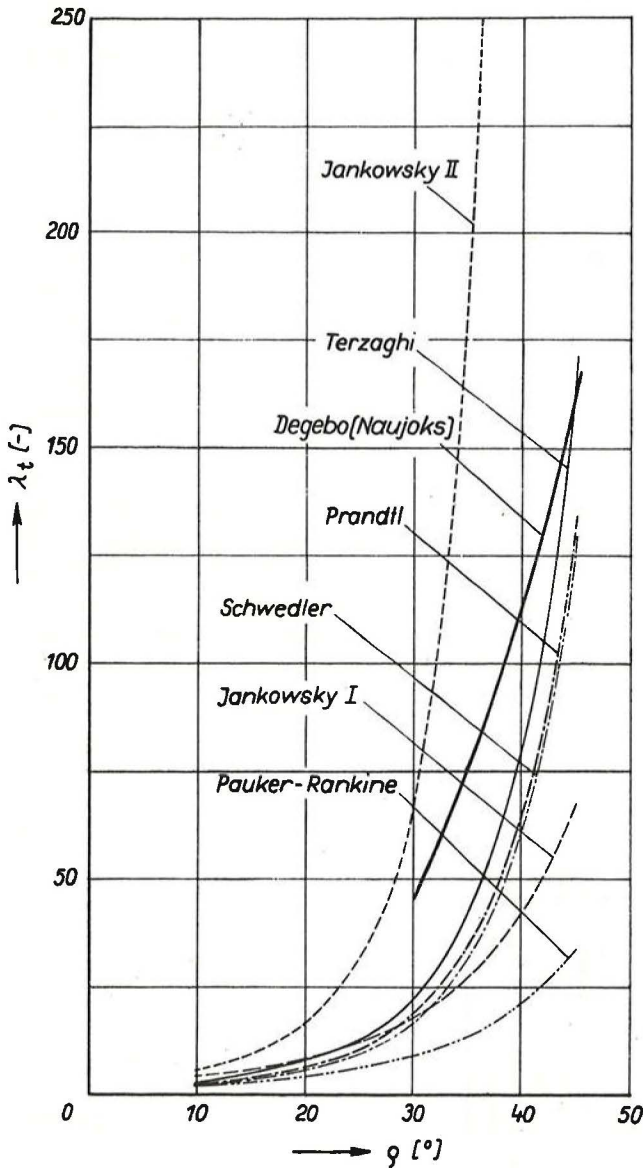


Bild 9: Tragfähigkeitsbeiwerte λ_t zur Berücksichtigung der Tiefe z von Flachfundamenten; φ = Reibungswinkel φ [4]

durchsetzt sind, möglichst nur bis zur kritischen Randspannung q_{kritisch} nach O. K. FRÖHLICH, um die Ausbildung plastischer Randzonen und rasch anwachsende Setzungen zu vermeiden. Auch wird in solchen Fällen zu prüfen sein, inwieweit der Reibungswinkel φ in Richtung Restscherwinkel φ_r für die Berechnung abzumindern ist.

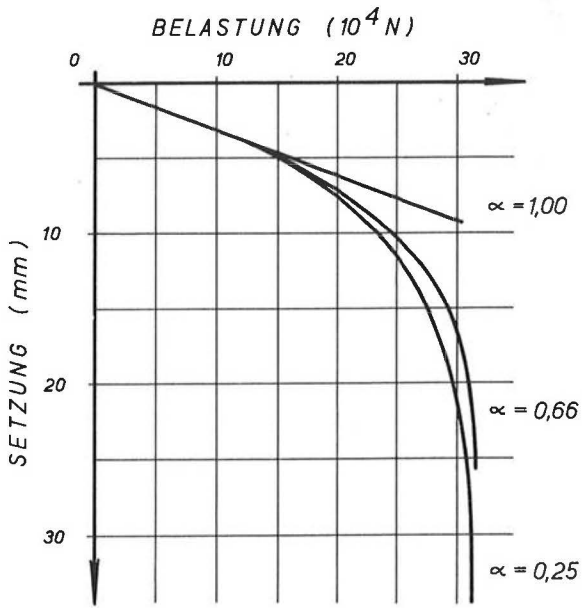


Abb. 5/Wendler: Einfluß des Strukturbeiwertes α auf das Last-Setzungsverhalten eines Bohrpfahles

EGOROV, GOLUBKOV, DEMCHUK und TUGAENKO berichten über die Setzungen eines 120 m hohen Fabrikschornsteines auf weichem Untergrund. Der Zusammendrückungsmodul für die obersten 20 m wurde mit 50 kp/cm^2 angenommen. Dementspre-

chend sah der erste Gründungsentwurf rund 29 m lange Vertikalpfähle unter einer durchgehenden Sohlplatte vor (Fig. 1). Die Fundierung erfolgte dann aber auf 3 m langen geneigten Kurzpfählen, die nur unterhalb eines Kreisringfundaments angeordnet wurden, wobei innerhalb des ersten Jahres 8 cm Setzungen eintraten (Fig. 3); der rechnerische Endwert beträgt $s = 20 \text{ cm}$. Die gewählte Fundierungsart ist zweifellos sehr wirtschaftlich, aber wohl nur dann vertretbar, wenn die Bodenschichten unter dem Kreisring einigermaßen gleichartig verlaufen und die Kennziffern innerhalb einer Schicht nicht zu sehr variieren, Schiefstellungen des Bauwerkes also kaum zu erwarten oder unbedenklich sind.

FROSS: Wie Sie sicherlich aus den Nachrichtenmedien erfahren haben, stürzte am 1. August 1976 die Wiener Reichsbrücke über die Donau ein. Obwohl Fundierungsschäden als Versagerursache ausschieden (Gründungsgutachten von K. TERZAGHI), ergaben sich im Zuge der Flußbett-räumung und der Herstellung von Ersatzbrücken interessante bodenmechanische Probleme. FROSS berichtet in seinem Beitrag über das Setzungsverhalten der auf $1,5 \text{ m } \varnothing$ -Bohrpfählen im sogenannten Wiener Tegel fundierten Behelfsbrücke, die gegen Jahresende 1976 dem Verkehr übergeben wurde. Zur schnellen Herstellbarkeit wurden je Stütze zwei getrennte Halboche gewählt, die aus zwei Großbohrpfählen $\varnothing 1,5 \text{ m}$ und einem biegesteif angeschlossenen Stahlbeton-Fertigteiltriegel be-

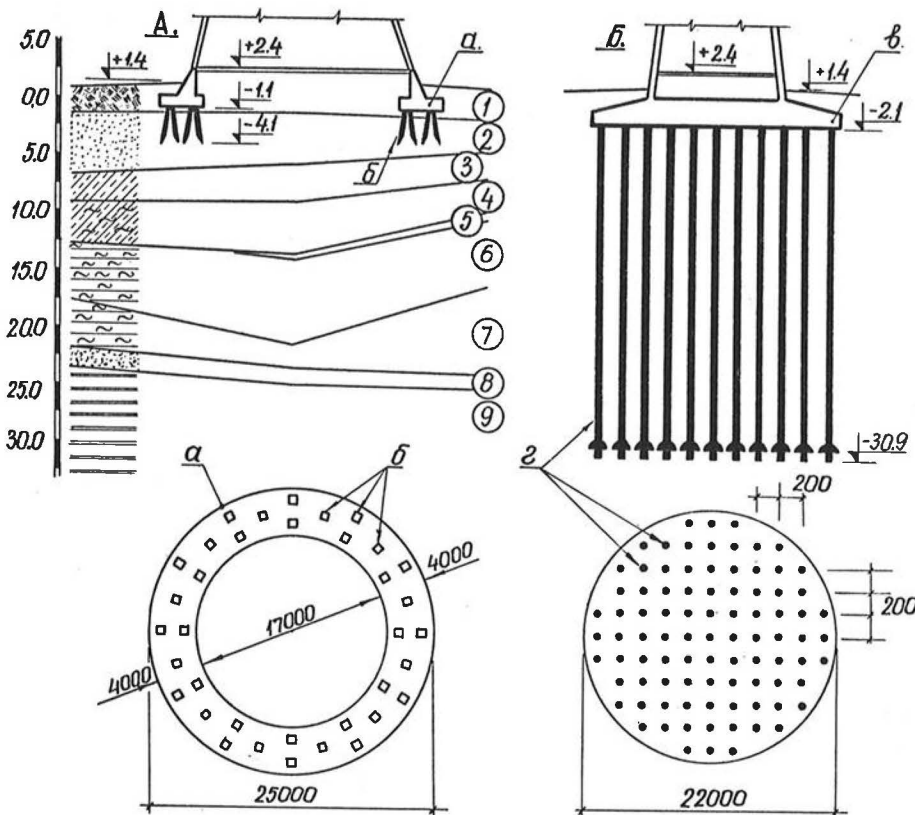


Fig. 1/Egorov: Fundierung eines 120 m hohen Fabrikschornsteines auf weichem Untergrund: rechts Vorprojekt, links Ausführungsvariante

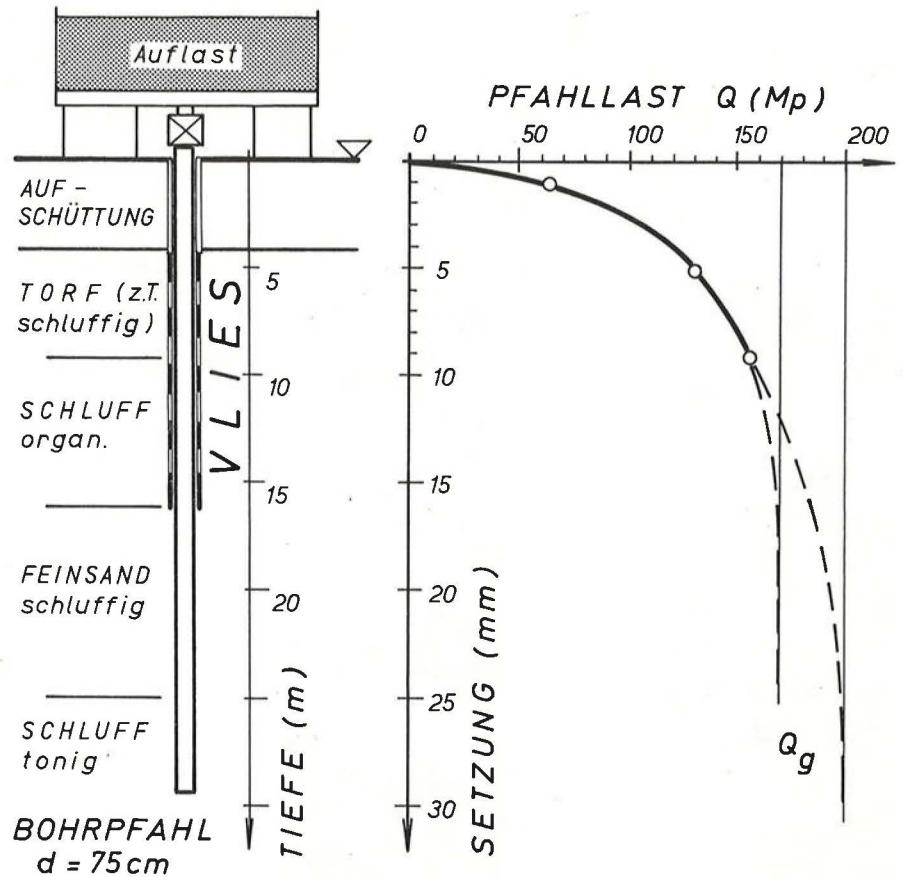


Bild 10: Pfahlprobelastung; Bewehrungsummantelung mit dehnfähigem Vlies im Bereich der weichplastischen bis „flüssigen“ Torfe und Schluffe

stehen (Abb. 2). Die maximalen Pfahllasten variieren zwischen 110 und 270 (350) Mp. Hervorzuheben ist, daß die Bohrröhre auf volle Pfahltiefe im Untergrund belassen wurden, da ansonsten Schwierigkeiten beim Ziehvorgang und örtlich ein seitliches Ausbrechen des frischen Pfahlbetons zu befürchten waren. Die Tegel sind hier sehr heterogen: sie wechseln von gleichkörnigem, schluffigem Sand bis zu mittelplastischem Ton mit Steifeziffern von $E_s = 100$ bis 250 kp/cm^2 . Aus den Setzungsbeobachtungen (Abb. 5) geht hervor, daß die Pfahllasten überwiegend über Mantelreibung in den Untergrund abgetragen werden; infolge der durchgehenden Stahlrohrummantelung ist diese allerdings geringer als sonst im Wiener Tegel mit $p_M = 10 \text{ Mp/m}^2$ gemessen.

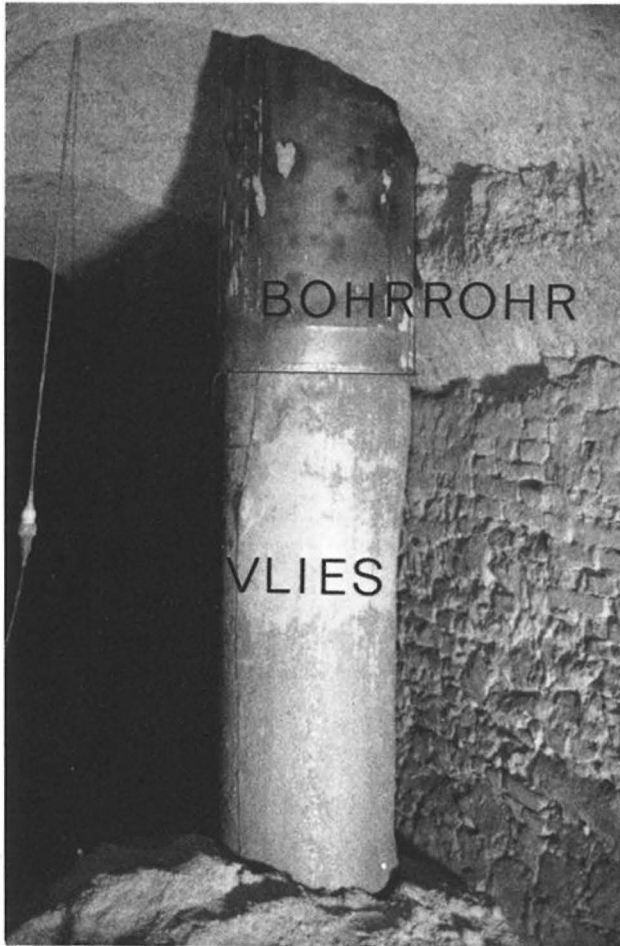
Als Diskussionsbeitrag werden weitere Meßdaten vorgelegt werden; zudem wird SELTENHAMMER über die bodenmechanischen Probleme bei der Bergung der schweren geborstenen Brückenteile aus der Donau unter Verwendung von Erdankern berichten.

Als Ergänzung zur bleibenden Stahlrohrummantelung der Stahlbetonbohrpfähle der Behelfsbrücke sei hier eine Neuerung vorgestellt, und zwar **Pfahlummantelungen mit Kunststoff-Vliesen** [16]:

In Schwimmsanden, besonders aber in Torfen und Schluffen weichplastischer bis flüssiger Konsistenz

ist ein Einschnüren des frischen Pfahlbetons oder dessen unkontrolliertes seitliches Austreten in den Boden zu vermeiden; dies kann durch Umwicklung des Bewehrungskorbes mit einem dehnfähigen Vlies erzielt werden. Der Flüssigkeitsdruck des frischen Pfahlbetons drückt beim Ziehen des Rohres das Vlies nach außen, so daß eine ausreichende Stahldeckung gewährleistet ist. In Bild 10 ist eine derartige Pfahlummantelung in kritischen Bodenschichten dargestellt. Das Last-Setzungsdiagramm des Pfahles (Großversuch noch ohne Vlies: Firma Aufschläger) wird durch das Vlies nicht beeinflusst, da die Torfe ohnehin keine nennenswerte Mantelreibung übernehmen.

Dieses Verfahren hat sich kürzlich auch in Lößgebieten zur Überbrückung von ehemaligen Kellern, jahrhundertealten unterirdischen Fluchtgängen und dergleichen bewährt: Bild 11 zeigt den Ausschnitt eines Bohrpfahles in einem Kellergang unterhalb der Stadt Retz/Niederösterreich (das derzeit bekannte Netz der Lößgänge umfaßt dort über 8 km Länge). Auch in städtisch verbauten Gebieten, wo verschiedenartigste unterirdische Hohlräume zu erwarten sind, werden Vliese anstelle von Streckmetall erprobt (Bild 12). Überdies kann durch derartige Vliesummantelungen die negative Mantelreibung von Pfählen deutlich reduziert werden (z. B. bei hohen Brückenwiderlagern).



Besonderer Wert ist auf ein sorgfältiges Verschweißen der Vliesüberlappungen zu legen: es kommen also in erster Linie Polypropylenfasern in Frage; bloße Nahtstellen sind bei den 1:1-Großversuchen zum Teil aufgebrochen. Ferner muß die Vliesumwicklung ausreichend tief (ca. ≥ 1 m) in jene Bodenschichten einbinden, welche unterhalb von Hohlräumen (Kellern usw.) oder weichplastischen Überlagerungen anstehen; andernfalls besteht erfahrungsgemäß die Gefahr, daß beim Ziehen der Verrohrung das Vlies an der Schichtgrenze hochgeschoben wird und dann dort der frische Pfahlbeton seitlich austritt.

Bild 11: Bohrpfahl \varnothing 90 cm mit vliesummantelter Bewehrung während des Ziehens der Verrohrung in Kellergängen; Untergrund: Löß (Foto: H. Winzberger)



Bild 12: Ummantelung des Bewehrungskorbes eines Bohrpfahles mit Vlies; Verschweißen der Längsüberlappung mit Handschweißgerät

2.2 Schlitzwände

JANČEK berichtet über die Anwendung einer selbst-erhärtenden Suspension im Grundbau und vergleichende Untersuchungen an konventionell hergestellten Schlitzwandelementen (Abb. 3). Die Suspension (Bezeichnung VÚIS) besitzt eine Stütz-

wirkung, kann in den für Bentonitsuspensionen gängigen Anlagen hergestellt werden und weist nach der Erhärtung höhere Festigkeiten als der umgebende Boden auf. Je nach Bedarf werden Verzögerungs- oder Beschleunigungsmittel, Stabilisierungs- und Plastifizierungsmittel zugesetzt. Das Verfahren erscheint es wert, hier die Ergebnisse

der Großversuche zusammenzufassen: In Abb 2 sind die Last-Setzungskurven für vier verschiedene Fälle aufgetragen:

- 1) ... konventionelle Schlitzwandbauweise mit Bentonitsuspension, die 97 Stunden im Schlitz stand.
- 2) ... wie 1), doch nur 8 Stunden Suspensions- einwirkung auf die Schlitzflächen.

In beiden Fällen erfolgte die Reinigung der Schlitz- sohle und der Austausch der Bentonitsuspension vor dem Betonieren mittels Schlammpumpe.

- 3) ... Herstellung wie 1) bzw. 2), jedoch unter Verwendung der Suspension VÜIS anstelle von Bentonit; die Wirkungszeit der Suspen- sion im Schlitz betrug 16 Stunden.
- 4) ... ein Stahlbetonfertigteil, der zwei Fünftel des Schlitzvolumens ausfüllt (Abb. 3), wurde in die selbsterhärtende Suspension abgesenkt.

Aus den Last-Setzungskurven der Großversuche (Abb. 2) sind einerseits der bekannt negative Einfluß einer langen Stehzeit der Bentonitsuspension im Schlitz zu erkennen und ferner die Erhöhung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand infolge der Verfestigung des umgebenden nichtbindigen Bodens durch diese selbsterhärtende Suspension. Auch zeigt sich, daß durch letztere der ungünstige Einfluß der Stehzeit der Suspension auf das Tragverhalten praktisch eliminiert wird: die Suspension dringt nämlich in die Poren des kohäsionslosen Bodens ein, und der sich bildende Filterbelag erhärtet; im Bedarfs- fall können durch örtliche Variation der Rezeptur auch entlang der Schlitzwandtiefe verschiedene Festig- keiten erzielt werden. Den aus der selbsterhärtenden Suspension hergestellten Wänden kann nicht nur eine tragende, sondern auch eine dichtende Funktion übertragen werden.

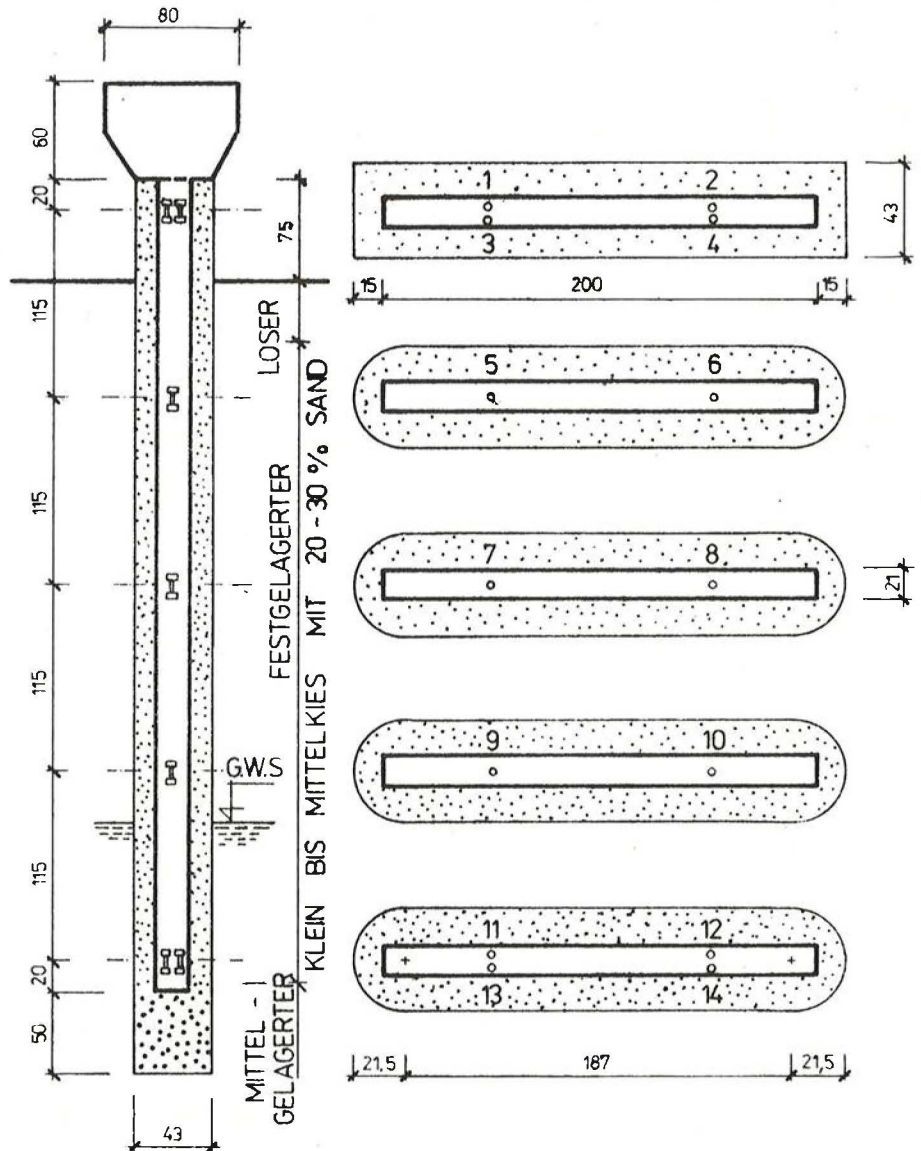


Abb. 3/Janček: Schlitzwandfundamentierung mit Fertig- teilen; Untergrundver- hältnisse und Anord- nung der Meßgeräte

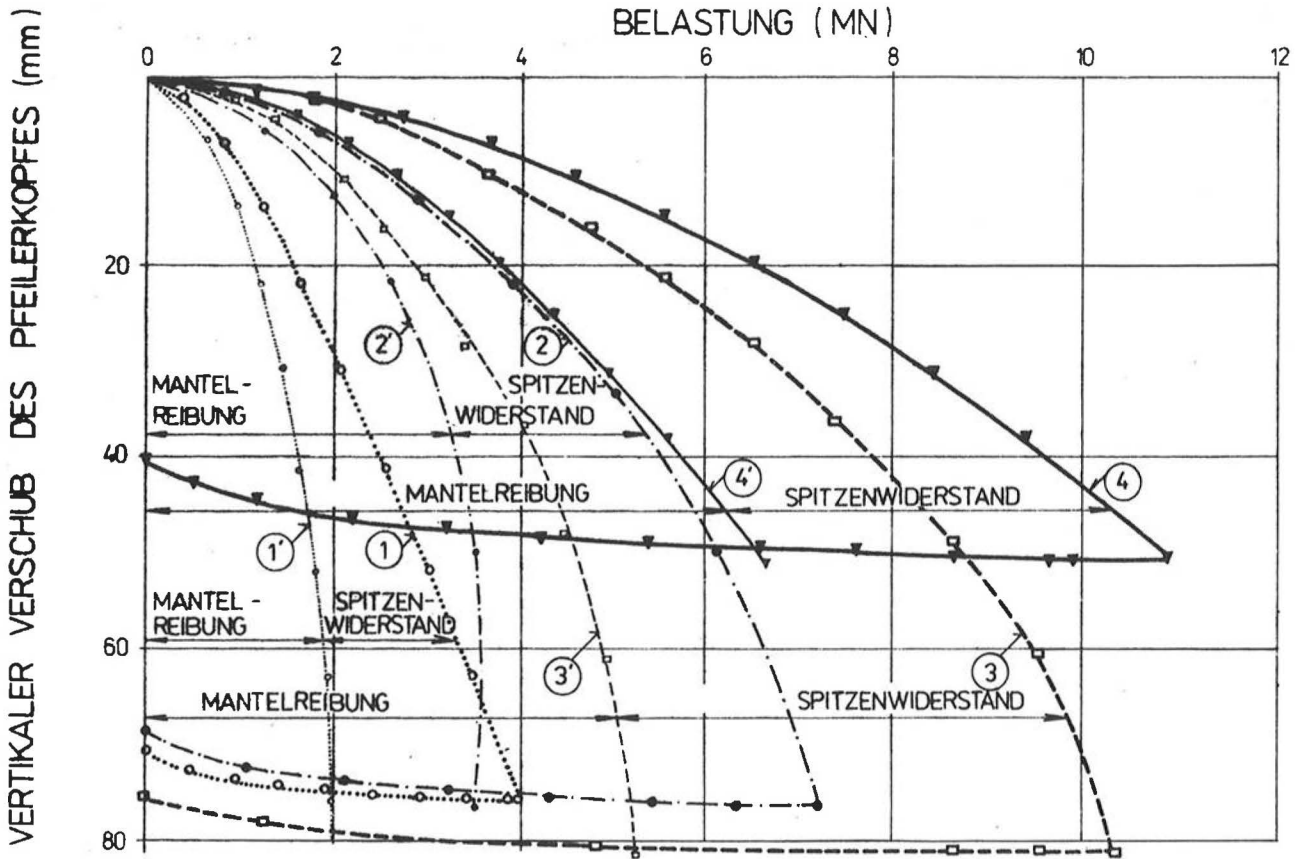


Abb. 2/Janček: Last-Setzungsdiagramme der vier Großversuche mit Schlitzwänden

Allgemeines

Auf die Pfahl- und Schlitzwandgründungen sei hier nicht näher eingegangen, da dieses Thema beim letzten Europäischen Kongreß der ISSMFE in Wien ohnehin sehr ausführlich behandelt wurde. Grundsätzlich wäre nur festzuhalten, daß die Tragfähigkeit von Ramm- und auch von Bohrpfehlen überwiegend von der Mantelreibung bestimmt wird, wenn es sich

nicht um ausgesprochene „Standpfähle“ (z. B. im Fels) handelt. Bei Dimensionierungen sollte daher die Mantelreibung weitgehend voll, der Spitzendruck jedoch nur mit einem relativ kleinen Anteil (reduziert mit einem Sicherheitskoeffizienten) in Rechnung gestellt werden. Insbesondere ist hervorzuheben, daß der Spitzendruck selbst in homogenem Untergrund keineswegs linear mit der Tiefe zunimmt. Vielmehr bilden sich in der unteren Pfahlschaftumgebung

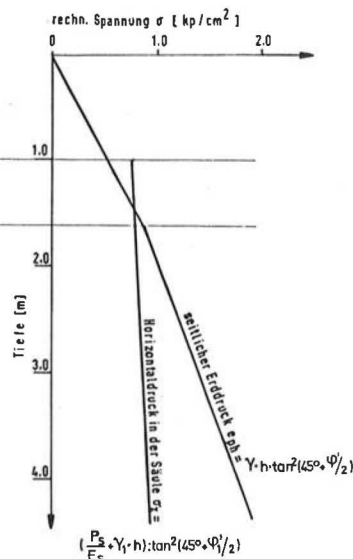
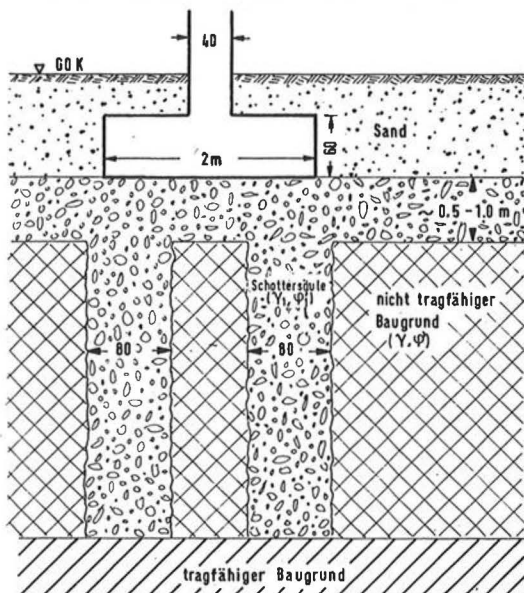


Bild 13: Wirkungsweise von Schotterssäulen; Fundament auf 0,5–1 m dicker Ausgleichsschicht aus verdichtetem sandigem Kies [6]

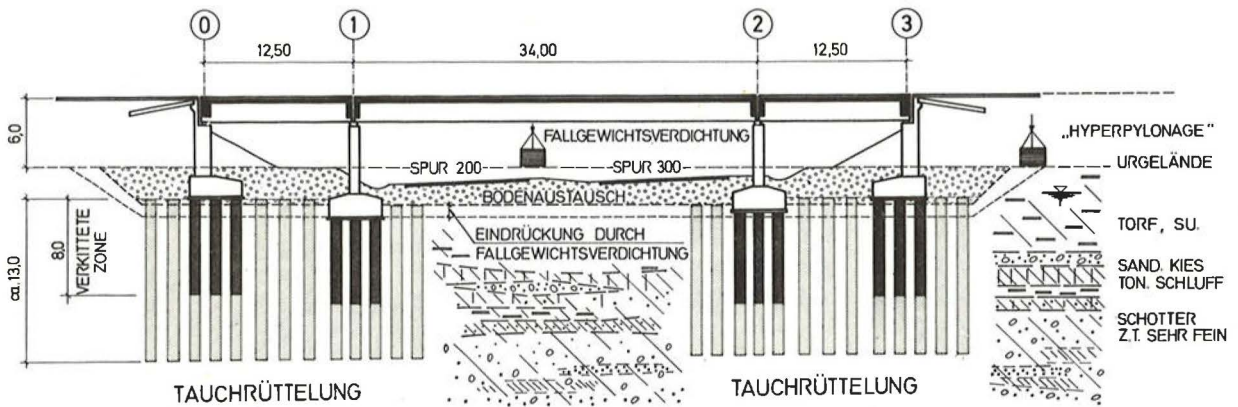


Bild 14: Autobahnbrücke auf Schottersäulen (dunkle Bereiche verkittet): Längenschnitt mit heterogenen Untergrundverhältnissen und Baumaßnahmen (Fallgewichtsverdichtung im Bereich des Erdbaus – Autobahnknoten)

Gewölbe bzw. Gewölbeglocken aus, welche die Pfahlspitze vom geostatischen Druck abschirmen; in diesem Zusammenhang wird auch von einem sogenannten „Falltüreffekt“ gesprochen [5].

2.3 Schottersäulen

Ergänzend zu den Pfahlfundierungen seien noch die **verkitteten** Schottersäulen erwähnt, ein neueres Verfahren, welches technologisch zwischen den Beton- und Kiespfählen einzureihen ist. Durch eine Stopf- bzw. Rüttelverdichtung kann bekanntlich stark zusammendrückbarer, heterogener Untergrund

verbessert und quasi „homogenisiert“ werden. Die Wirkungsweise von Kiespfählen (Schottersäulen) ist in Bild 13 schematisch dargestellt. Eine Verkittung der Säulen ist dann erforderlich, wenn der aus der Belastung resultierende Seitendruck in der Säule (σ_x) von dem im Boden mobilisierbaren Erd-
druck e_{ph} nicht aufgenommen werden kann.

Eine derartige Gründungsform wählten wir beim Bau einer Autobahnbrücke auf organischem, stark zusammendrückbarem Untergrund in Salzburg (Bild 14): Da in den Dammschlüssen trotz der dynamischen Intensivverdichtung mit Fallgewichten [7] doch Nachsetzungen in Dezimetergrößen-

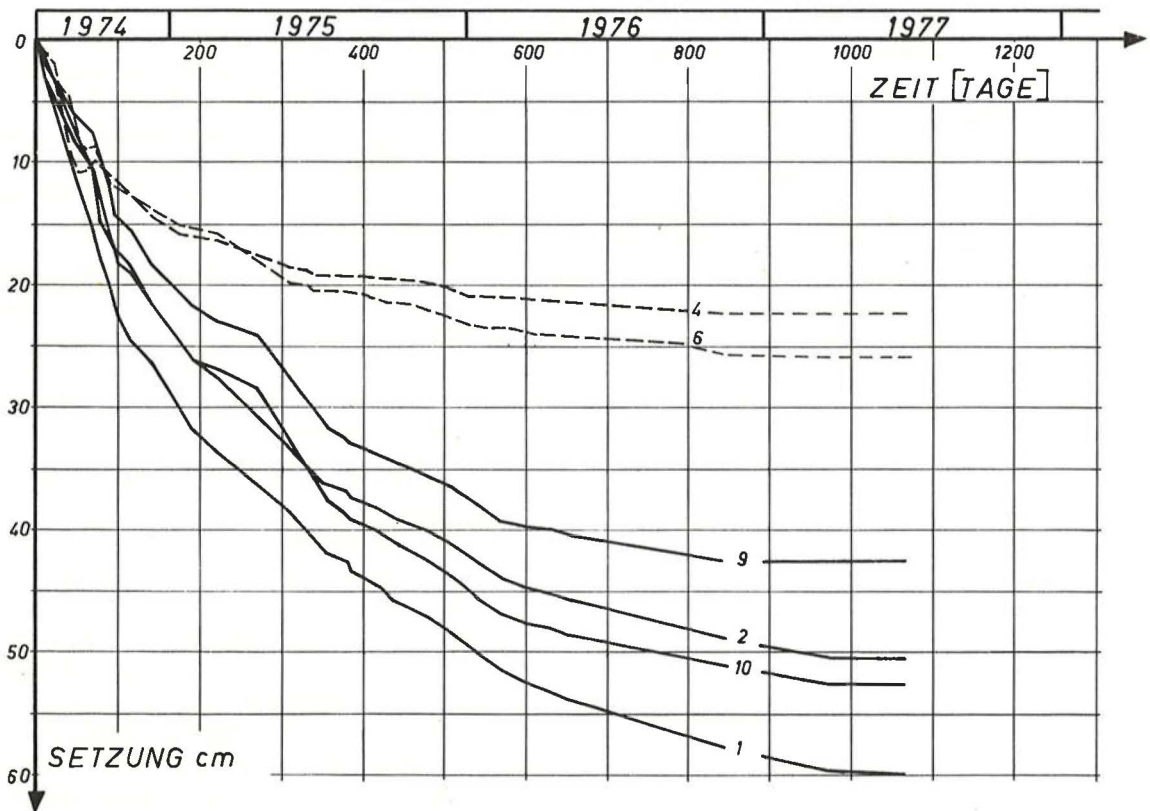


Bild 15: Detail zu Bild 14: Zeit-Setzungsverlauf seit der Fundamentherstellung der Brücke; Meßpunkte: 1, 2, 9, 10 – Widerlager; 4, 6 – Pfeiler

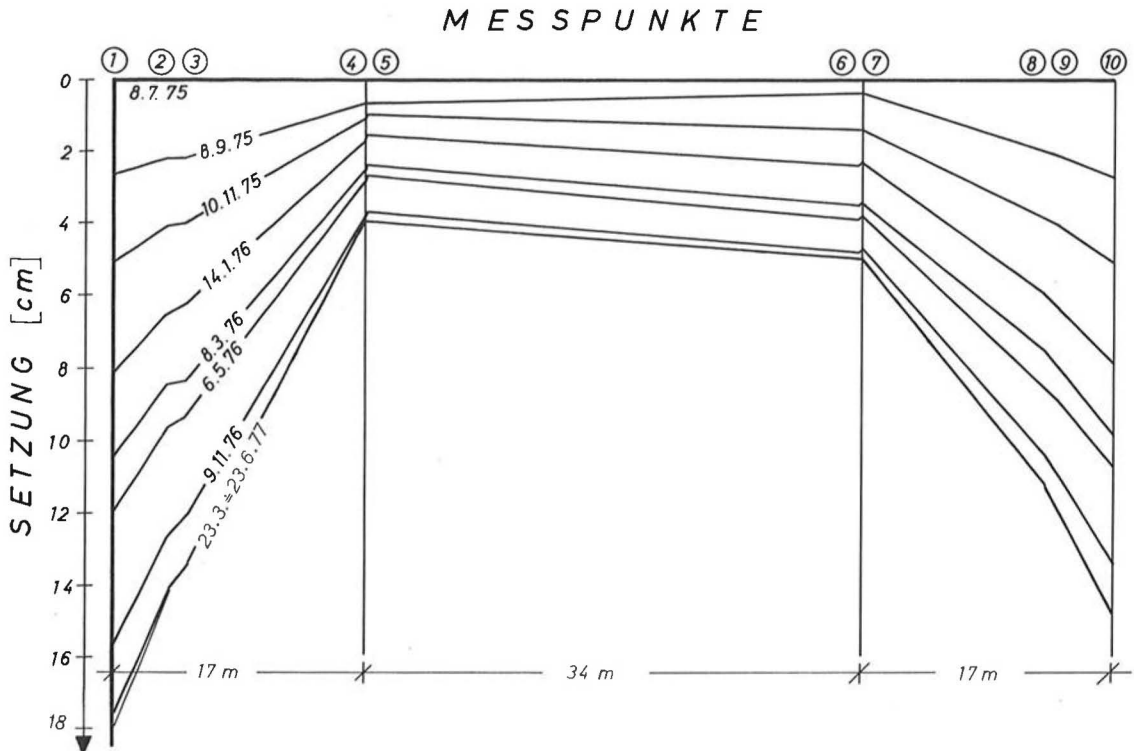


Bild 16: Detail zu Bild 14: Setzungsverlauf in Brückenlängsrichtung seit Fertigstellung des Tragwerkes (Lagerkorrekturen nicht aufgetragen)

ordnungen zu erwarten waren, wurde das statisch bestimmte Objekt so weich fundiert, daß möglichst geringe Setzungsunterschiede zum Damm eintraten: ein allmähliches „Herausragen“ einer starr gegründeten Brücke gegenüber den sich im Laufe der Zeit weiterhin setzenden Anschlußdämmen sollte vermieden und möglichst gleichmäßige, ruhige Fahrbahnverhältnisse geschaffen werden. Der vom Beginn der Fundierungsarbeiten an gemessene Setzungsverlauf der Brücke ist in Bild 15 dargestellt. Die bis zu 60 cm großen Widerlagersetzungen laufen mit den Verformungen des Dammes konform. Die Setzungsdifferenzen von ca. 25 cm zwischen Widerlagern und Pfeilern traten am Tragwerk selbst nicht auf, da die größten Bewegungen noch vor dessen Herstellung abgeklungen waren. Die im Tragwerk eingetretenen Setzungen sind Bild 16 zu entnehmen: ein Jahr nach der Fertigstellung wurden die Lager angehoben; seit damals senken sich Brücke und Damm gleichmäßig, wobei erst ab 1977 – also zwei Jahre nach Bauende – eine Beruhigung zu erkennen ist.

3. Erdbebenwirkung auf Fundierungen

SINITSYN berichtet über kalkulierte Risiken und Kriterien für Fundierungen in Erdbebenzonen. Er geht davon aus, daß für alle Konstruktionsteile und Bau-

werke innerhalb eines bestimmten Landstriches trotz unterschiedlicher Fundierungen gleiche Sicherheitsgrade erreichbar seien. Die Arbeit ist also sehr theoretisch.

STAVNITSER und KARPENKO führten Feldversuche zur Abschätzung der Standsicherheit von Fundamenten unter dynamischer Beanspruchung des Untergrundes durch. In einer Versuchsgrube wurde Sand eingebracht und durch horizontale Schwingungserreger belastet.

MARGASON berichtet über die Tragfähigkeit von Pfählen in Erdbebengebieten. Es ist eine sehr übersichtliche Zusammenstellung von Schadensfällen in Nord- und Südamerika sowie in Japan. Aus dem im Feld beobachteten Verhalten der Pfähle ergibt sich folgendes Resümee:

- lange Pfähle bewegen sich bei einem Erdbeben mit den Bodenmassen mit;
- wenn der umgebende Untergrund infolge Bodenverflüssigung versagt, so versagen auch die Pfähle (also vor allem im Sand);
- wenn der Untergrund nicht versagt, so bleiben auch bei einem allfälligen Einsturz des Bauwerkes die Pfähle unbeschädigt;
- Pfahlköpfe und Pfahlstöße, die sehr hoch belastet sind oder keinen ausreichenden Verbund aufweisen, können sich nicht phasengleich mit dem Boden mitbewegen; sie werden dann abgeschert; die Pfahlköpfe sind daher besonders sorgfältig

auszubilden und möglichst durch Kopfbalken oder Rostplatten zu verschließen.

Ergänzend zu den Feldbeobachtungen wurden im Laboratorium Versuche mittels Rütteltischen vorgenommen. Die Schlußfolgerungen sind im wesentlichen:

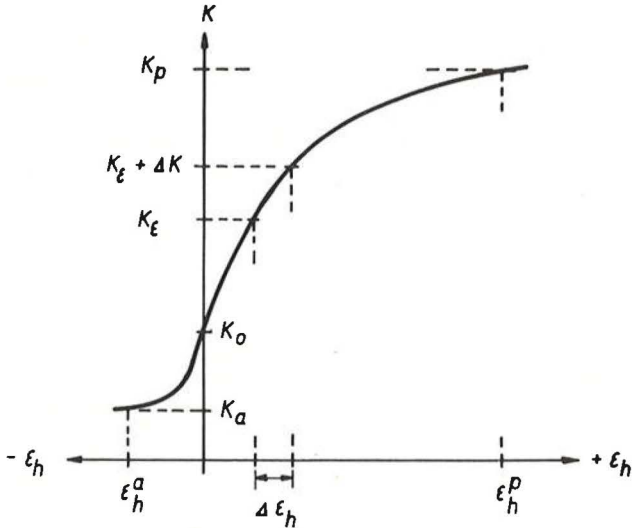


Fig. 2/Feda: „Erddruckkurve“ (angenommene Abhängigkeit der Erddruckkoeffizienten K von der Bewegung ϵ einer Stützmauer)

- die äußeren Pfähle einer Pfahlgruppe werden durch Erdbeben am stärksten axial beansprucht;
- die Biegemomente sind am Pfahlkopf am größten und an der Spitze am kleinsten;
- die Pfähle werden gleichsam mit dem Boden „mitgestoßen“ und „durchschneiden“ diesen keineswegs;
- die Horizontalbeanspruchung wird sehr stark reduziert, wenn der Pfahlrost bzw. die Pfahlköpfe unter der Bodenoberfläche liegen.

4. Horizontaler Erddruck

FEDA untersucht in seinem Konferenzbeitrag den Zusammenhang zwischen Erddruck und Stützmauerbewegung, wobei er „Evolutionskurven“ verwendet: mit unterschiedlichem Verlauf, je nach angenommenem „Wachstumsgesetz“ $f(K) = dK/d\epsilon_n$

K ... Erddruckbeiwert
 ϵ_n ... horizontale Wandverschiebung

Für eine lineare Zunahme der Größe leitet er einen exponentiellen Zusammenhang ab. Voraussetzungen sind kohäsionsloser Boden, horizontale Gelände-

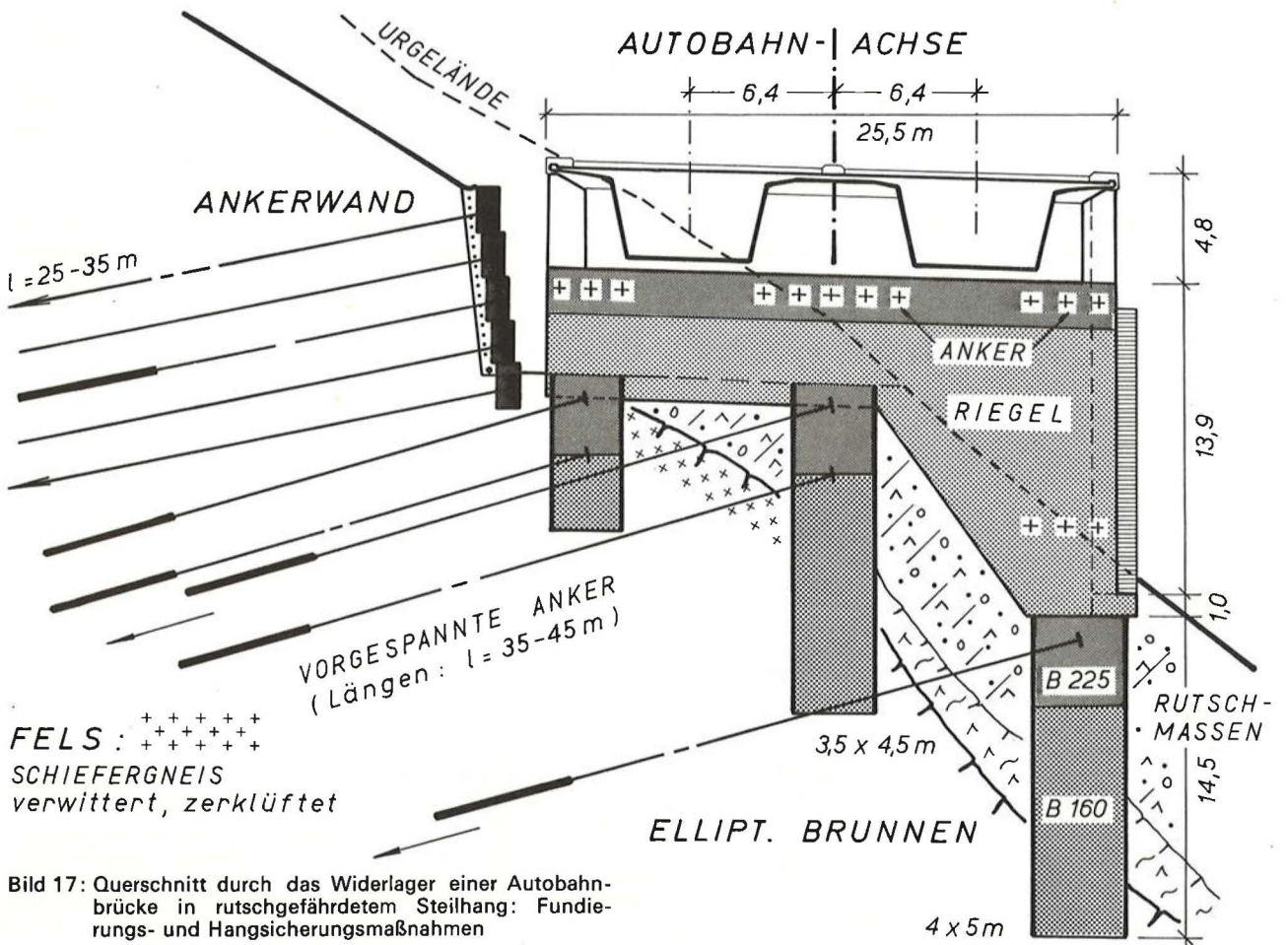


Bild 17: Querschnitt durch das Widerlager einer Autobahnbrücke in rutschgefährdetem Steilhang: Fundierungs- und Hangsicherungsmaßnahmen

oberfläche und vertikale Wandrückfläche sowie eine parallele Wandverschiebung.

Auch hier werden die Rechenergebnisse weitgehend von der Wahl der Parameter beeinflusst, die notwendig sind, um die Erddruckkurve (Fig. 2) zu definieren. Für den Erddruck wurde die JAKY-Formel angesetzt ($K_0 = 1 - \sin \varphi$), wobei der Einfluß einer allfälligen Überkonsolidierung mittels Korrekturbeiwerten zu berücksichtigen ist.

MYSLIVEC geht auf Fragen der Erddrucktheorie in kohäsionslosen und kohäsiven Böden ein, wobei der Ermittlung der aktiven und passiven horizontalen Erddruckbeiwerte der sogenannte Reibungswinkel φ'_0 des Ruhezustandes zugrunde gelegt wurde – also im Gegensatz zum sonst üblichen Größtwert des Reibungswinkels („peak value“).

Die beiden Arbeiten gehen von horizontalem Gelände vor und hinter der Wand aus. Einen häufigen Fall stellt aber **geneigtes Gelände** dar, bei dem der Böschungswinkel β dem Reibungswinkel φ des Untergrundes entspricht oder zumindest fiktiv gleichgesetzt wird. Bei diesem zweiten Rankineschen Sonderfall folgt aus dem Mohrschen Spannungskreis, daß die Erddruckbeiwerte für den aktiven und passiven Fall bzw. für den Ruhedruck ident sind:

$$K_a = K_p = K_0 = \cos \beta$$

bzw.

$$K_{\text{horizontal}} = \cos^2 \beta$$

Unsere Erfahrungen und umfangreiche Meßdaten an ausgeführten Stützmauern lehren allerdings, daß diese Erddruckbeiwerte vielfach zu geringe rechnerische Erddrücke liefern. Eine bessere Übereinstimmung ergibt sich mit sogenannten „Kriech- oder Gleitbeiwerten“ im Sinne HAEFELs, indem

eine gewisse „Stauwirkung“, ähnlich wie im Wasserbau oder in der Schneemechanik berücksichtigt wird. So ergab sich z. B. bei der in der Diskussion zum Thema II erwähnten Ankerwand aus den Messungen ein $K_{gh} \doteq 1,5$ anstelle eines rechnerischen Beiwertes von $K_h = \cos^2 \beta = 0,85$ (für $\beta \doteq \varphi \doteq 23^\circ$)!

Auch bei Brückenfundierungen in Kriechhängen sind aus Sicherheitsgründen diese erhöhten Erddruckbeiwerte in Rechnung zu stellen. Falls die Erddrücke über die eigentlichen Fundamente nicht abgetragen werden können, sind sie z. B. durch Verankerungen aufzunehmen: Bild 17 zeigt die Aufnahme des Erddruckes auf das Widerlager einer Hangbrücke in kriechender durchnässter Steilböschung mittels Vorspannankern und tiefen Brunnen.

Auch bei **tiefen Baugruben** weichen die Erddruckverteilungen auf die Wände stark von der klassischen Form ab. Bei Aussteifungen oder Verankerungen treten die Konzentrationen bekanntlich an den jeweiligen Stützpunkten auf, auch wenn diese selbst etwas nach innen wandern. So hat BRETH schon bei einer früheren Baugrundtagung über die Messungen an einer 21 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton berichtet (Bild 18). Die überwiegend als Parallelverschiebung aufgetretenen Wandverformungen während des Aushubes (Bild 19) sind vor allem durch die Zusammendrückbarkeit des Bodens unterhalb der Baugrubensohle bedingt. Dies zeigt sich auch darin, daß nach dem Einbringen der Betonsohle die Bewegungen völlig zur Ruhe kamen und daß bei anderen Baugruben ähnlicher Tiefe, aber mit dichtgelagertem Untergrund, die Parallelverschiebungen der Wände wesentlich geringer waren. Trotz der großen Bewegungen lag der gemessene Erddruck infolge der Vorspannungen stets über dem jeweiligen aktiven Erddruck.

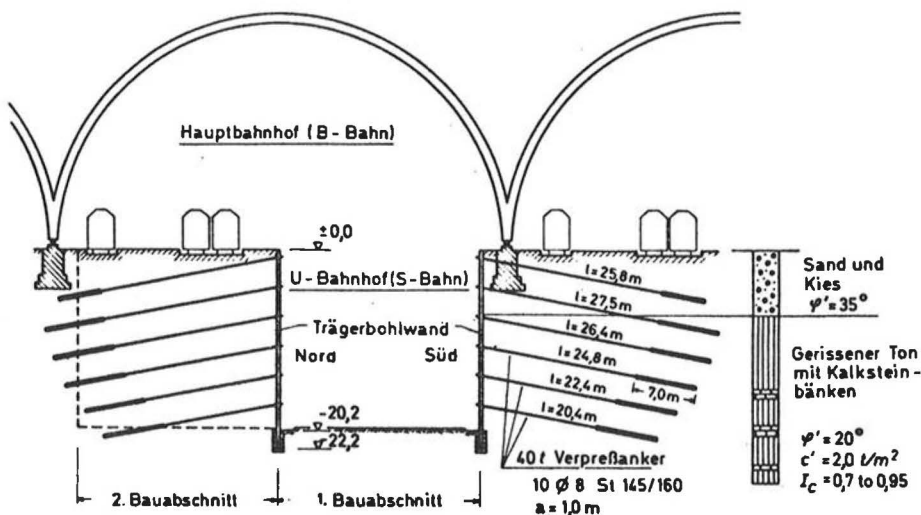


Bild 18: Baugrube für die S-Bahn im Hauptbahnhof Frankfurt: Querschnitt und Bodenverhältnisse [8]

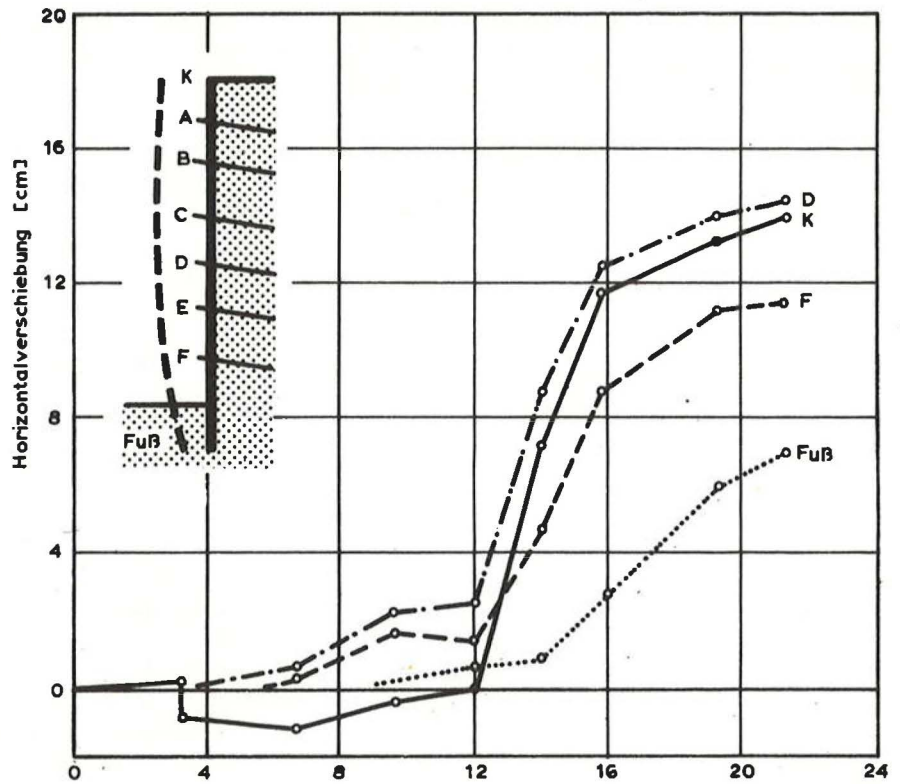


Bild 19: Detail zu Bild 18 [9]: Wandverformungen beim Aushub

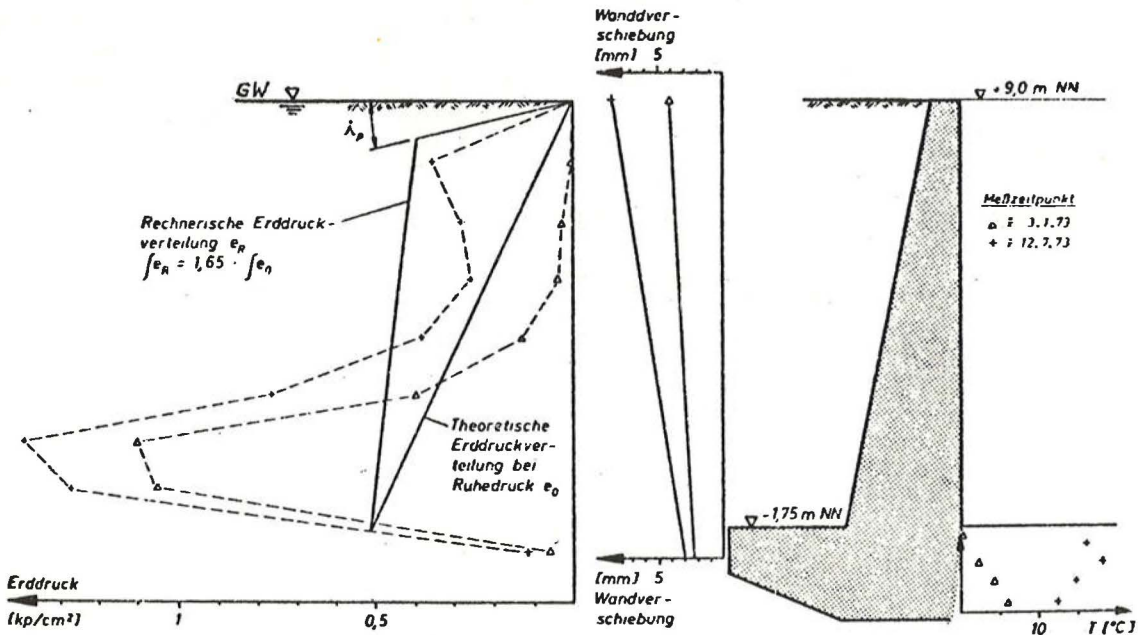


Bild 20: Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg [1]: Meßprofile im Trogwannenbereich vom Winter (Δ) und Sommer (+) 1973

E. FRANKE berichtete kürzlich über Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg (also **starre Stützwände**), wonach der Erddruck im unteren Drittel der Trogwannenwand den Ruhedruck bis zu 100% überschritt [10, 11]. Die bemerkenswerteste Erkenntnis, die für ähnliche Bauwerke künftig berücksichtigt werden muß, ist die Tatsache,

daß der Erddruck aus der Hinterfüllung in den ersten Jahren ständig zunahm (auf $K = 1,0$ nach 2,5 Jahren), wobei schon der Ausgangswert von $K = 0,5$ über dem Ruhedruck lag (Bild 20).

Während der Hinterfüllungsarbeiten von starren, unverschieblichen Stützbauwerken überschreitet der gemessene Erddruck in den obersten Schüttlagen

häufig die Ruhedruckverteilung, da dort eine Verspannung infolge der Verdichtungsarbeit entsteht. Bei weiterer Hinterfüllung wird diese Verspannung durch die hinzukommende Auflast überbrückt. Auch Erddruckmessungen an den Wänden dreier Wolgaschleusen bestätigten dieses Verhalten (Bild 21): Der Erddruck variiert infolge von Schleusenfüllungen und Temperaturdifferenzen zwischen Sommer und

Winter ständig, vor allem aber nimmt er im Laufe der Zeit zu, ohne daß die Wandbewegungen größer würden. Der zeitliche Anstieg des Erddruckes deutet darauf hin, daß die Hinterfüllung mit zunehmender Lastwechselanzahl ihre Eigenschaften ändert („Härtung“ des Bodens nach OHDE [10]). Es gibt meines Wissens bisher kein Berechnungsverfahren, mit dem derartige Erddruckerhöhungen infolge sich wiederholender Wandbewegungen berücksichtigt werden können.

Als Gegensatz zu ausgesprochen starren Stützbauwerken möchte ich noch einen Hinweis über die Erddruckverteilung an **flexiblen Raumgitterstützmauern** („cribb-walls“, Bild 22) geben: Für die Standsicherheitsuntersuchung wird die Wand zunächst als massiv aufgefaßt und auf die Rückseite der aktive Erddruck nach COULOMB angesetzt. Da in der Regel eine Mauerkipfung um den vorderen Fußpunkt unwahrscheinlich ist (Bild 23), vielmehr bevorzugt eine Ausbauchung stattfindet, empfiehlt es sich, den Angriffspunkt der Erddruckresultierenden etwa in halber Wandhöhe und nicht im unteren Drittelpunkt anzunehmen. Der Wandreibungswinkel kann dem Reibungswinkel der Hinterfüllung gleichgesetzt werden. Die Resultierende aller Kräfte muß in allen Wandquerschnitten stets im Kern liegen; bei der Abstützung hoher Geländesprünge (Bild 24) kommt daher einer möglichst zutreffenden Bestimmung der Erddruckverteilung besondere Bedeutung zu [12]. Unsere theoretischen Hypothesen wurden durch Feldbeobachtungen und großmaßstäbliche Modellversuche (Bild 25) bestätigt.

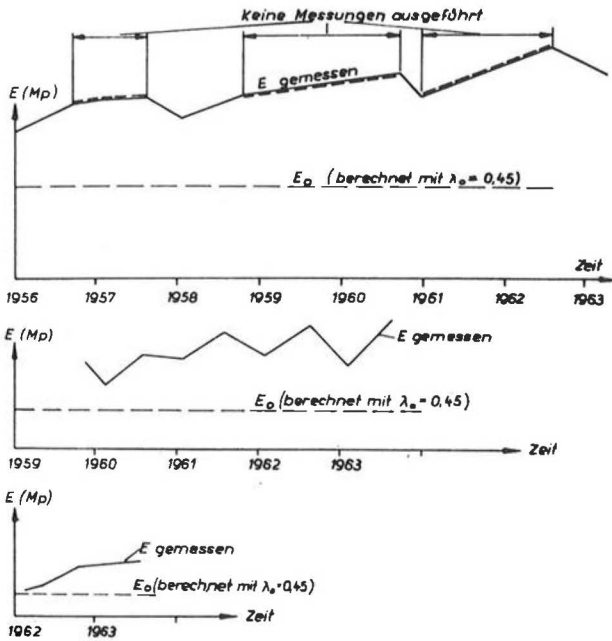


Bild 21: Erddruckmessungen an 3 Wolgaschleusen [„Hydro-mechanisches Bauwesen“ 9/1965]

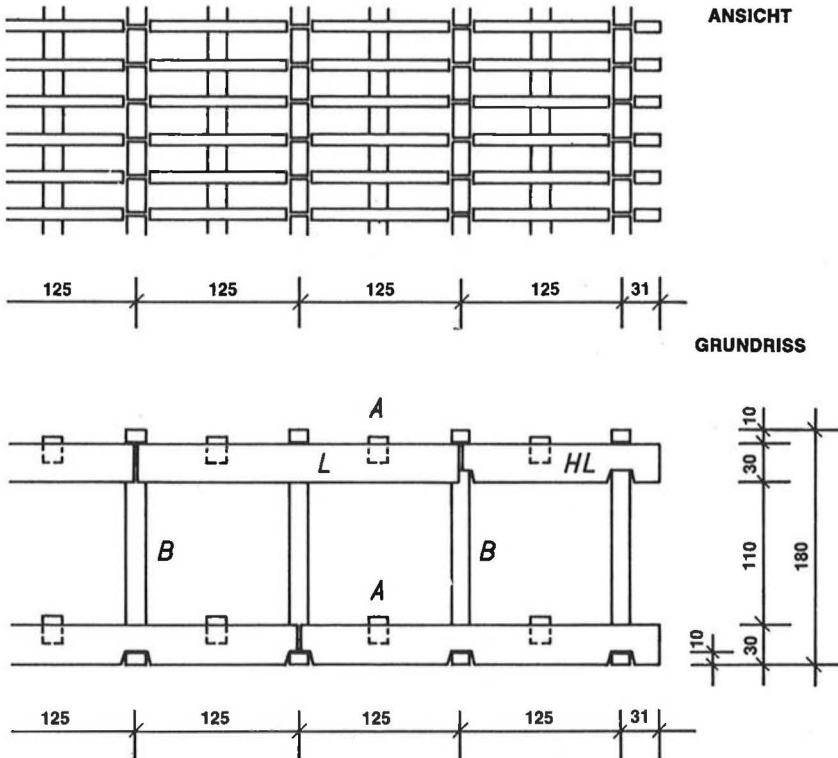


Bild 22: Raumgitterstützmauer (System „Ebenseer“-Regelquerschnitt/Endausbildung); Maße in cm
Elemente: L Läufer,
B Binder,
HL Halbläufer,
A Abstandssteine

Bild 23: Ausbauchung einer 6 m hohen Raumgitterstützmauer (auf durchgehendem Streifenfundament)

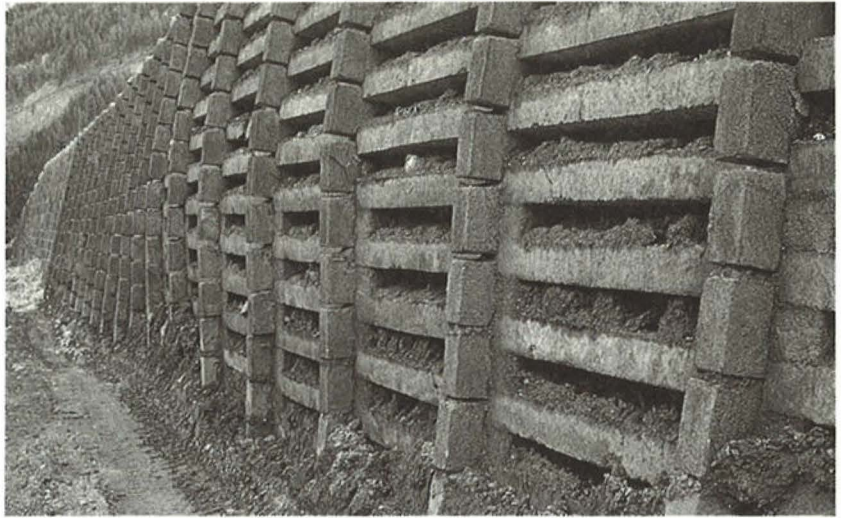


Bild 25: Modellversuch 1:5 mit Raumgitterstützmauern (Modell: Wandhöhe $h \leq 4$ m, Länge $l = 5$ m)

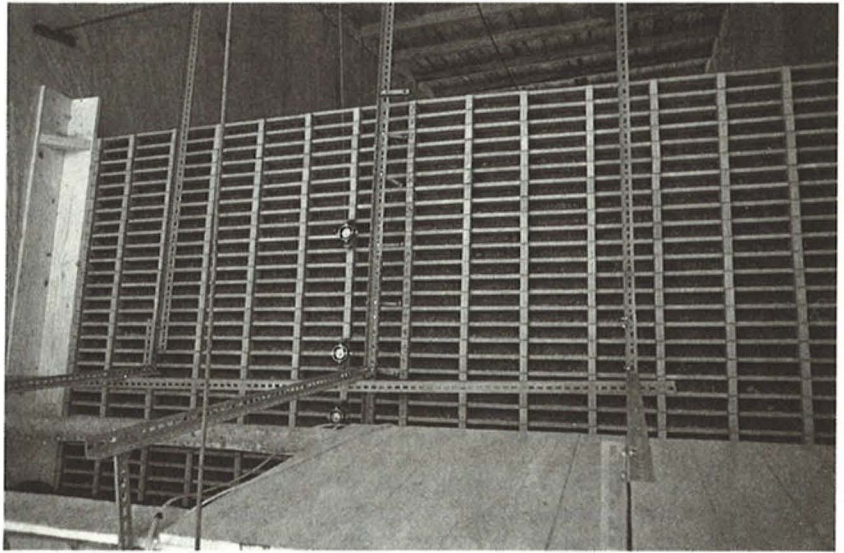
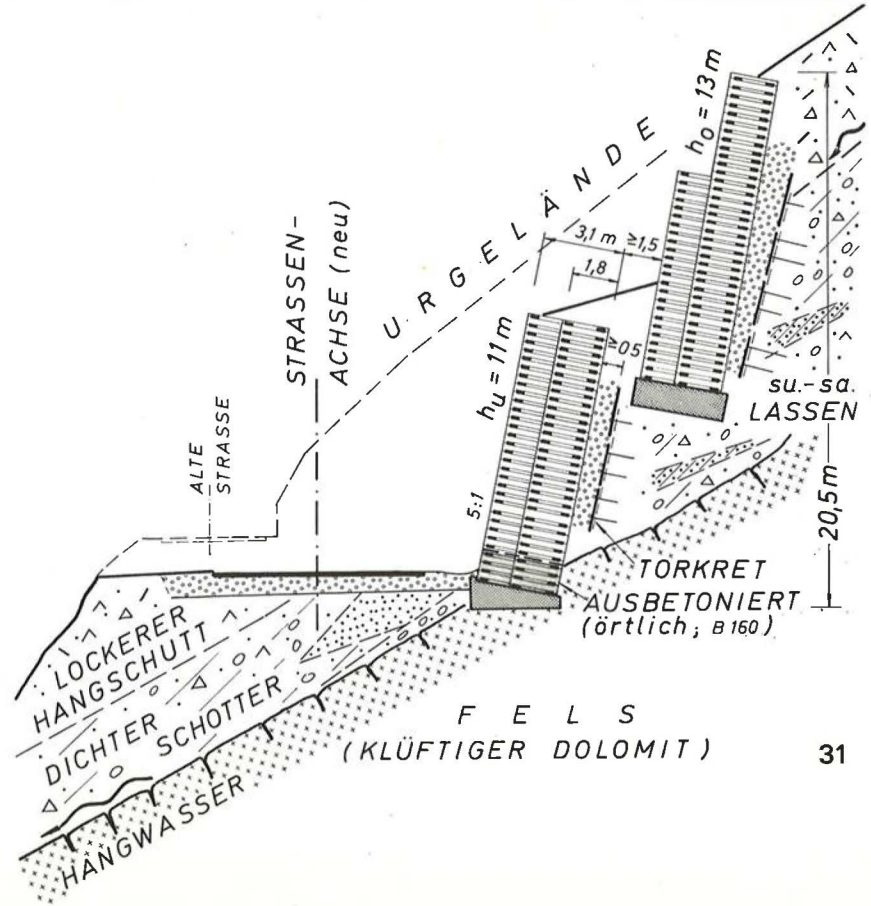


Bild 24: Gestaffelte Raumgitterstützmauern im Steilgelände; unterster Mauerbereich örtlich mit Filterbeton ausbetoniert (zur Vermeidung einer Überbeanspruchung der Fertigteilknoten)



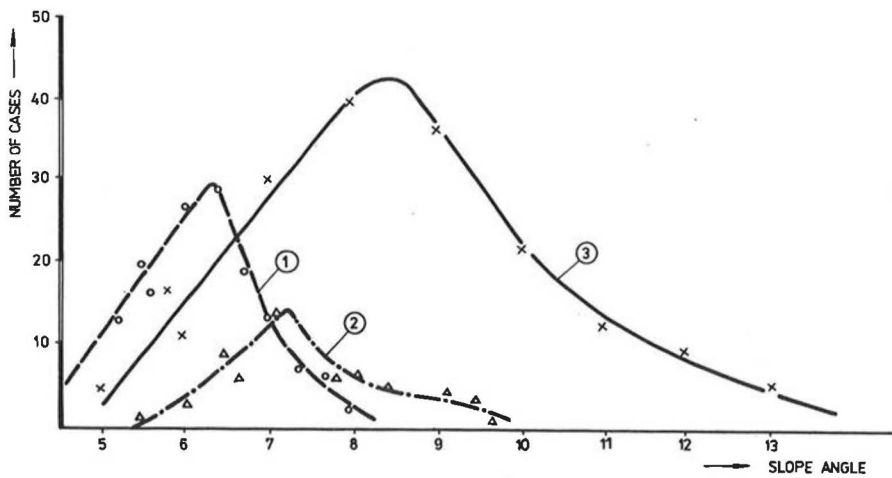


Fig. 5/Mahr und Malgot: Häufigkeitsverteilung: Anzahl der Rutschungen in Abhängigkeit von den Böschungsnegungen in drei großräumigen Rutschgebieten der CSSR

5. Standsicherheit von Böschungen; Rutschhänge

MADEJ beschäftigt sich mit großflächigen Rutschungen an einem Flußufer, wobei die Grenze zwischen Bauland und rutschgefährdetem Bereich festzulegen war. Der Untergrund variierte von hochplastischem Ton bis zu schwach schluffigem Sand. Frühere, also fossile und auch aktive Gleitflächen wurden folgendermaßen eruiert: Inklinometermessungen in Bohrlöchern und Bestimmung der Bodenkennwerte im Laboratorium, wobei zur Ermittlung der sogenannten Restscherfestigkeit der Wiener Routinescherversuch nach BOROWICKA herangezogen wurde. Den Standsicherheitsanalysen liegt der Sicherheitsfaktor von NONVEILLER zugrunde.

Hiezu wäre grundsätzlich zu bemerken, daß Standsicherheitsuntersuchungen von hohen Böschungen oder Anschnitten in heterogenem Untergrund weniger durch die Wahl der Berechnungsverfahren bzw. Sicherheitsdefinitionen beeinflusst werden, sondern vielmehr von den Annahmen über die Boden-

kennwerte und ungünstigsten Sickerwasserverhältnisse. Sogenannte verfeinerte Berechnungsverfahren täuschen vielfach eine Genauigkeit vor, die in der Praxis nicht gegeben ist. Bei größeren Bauvorhaben und stark streuenden Boden- bzw. Felskennwerten sowie Sickerwasserverhältnissen kann man sich häufig nur schrittweise an eine technisch- und wirtschaftlich optimale Sicherungsform herantasten, wobei besondere Bedeutung den Kontrollmessungen zukommt.

MAHR und MALGOT berichten über den Einfluß der bodenphysikalischen Kennwerte auf die Entwicklung und Ausbildung von Rutschungen. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt mehr im Geologischen, obwohl – und dies sei besonders hervorgehoben – eine sehr übersichtliche und ausführliche Tabelle über die Bodenkennziffern der diversen Schichten beiliegt: In den Westkarpaten treten vor allem dort riesige Rutschungen auf, wo die Vulkanite auf Tonstein aufliegen. Die Autoren beschreiben verschiedene Formen des Fels- und Erdsturzes, des Bodenfließens und „klassischer“ Gleitungen. Eine statistische Auswertung zeigt, daß

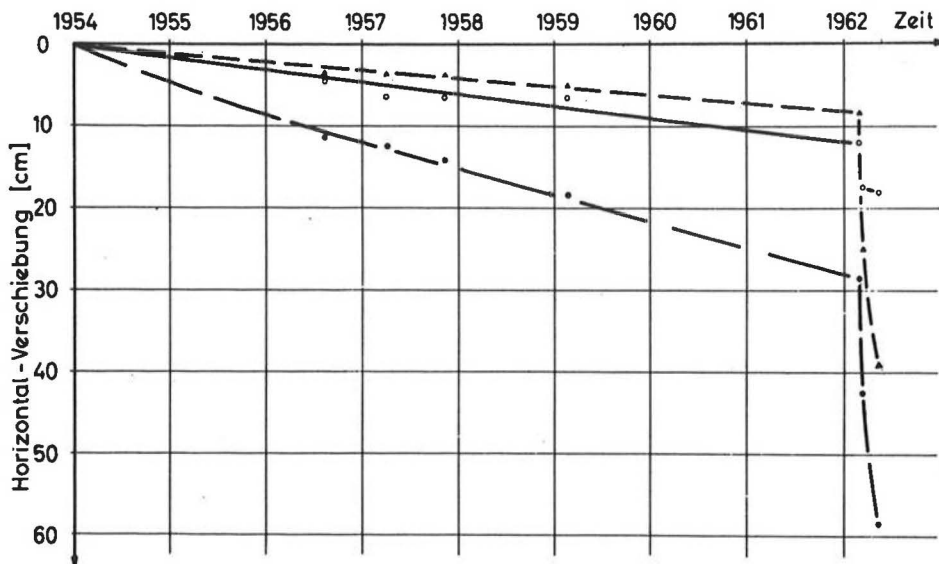


Bild 26: Bewegung eines Kriechhanges in Abhängigkeit von der Zeit [13]; Rutschauslösung durch Anschnitt des Hangfußes

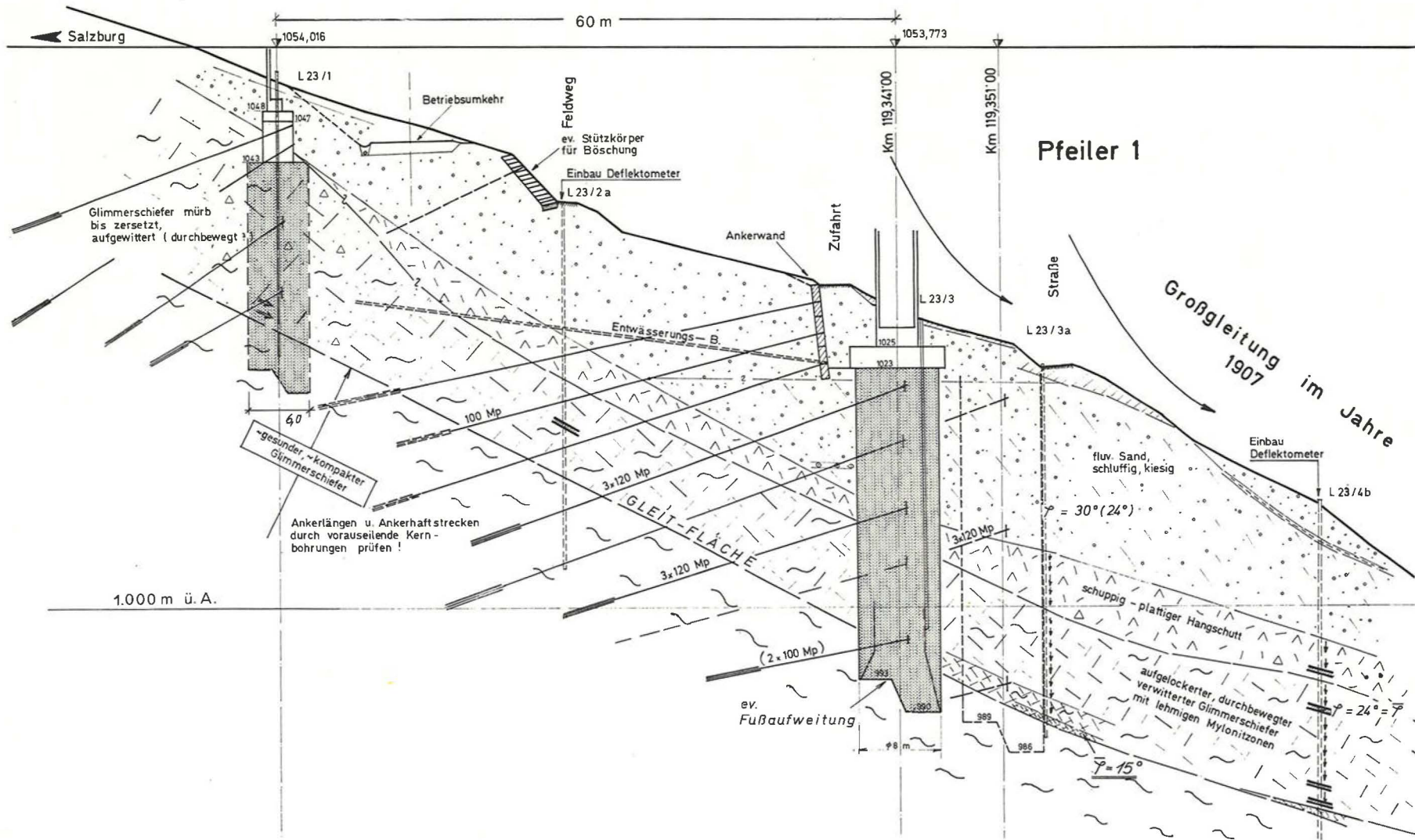


Bild 27: Geotechnische Maßnahmen zur Sicherung der Stützen einer Autobahnbrücke in rutschgefährdetem Hang ($\bar{\varphi} = \varphi_r$)

die Rutschungen schon bei relativ geringen natürlichen Böschungswinkeln eintraten (Fig. 5). Dies entspricht auch unseren Erfahrungen im Flysch. In solchen Fällen wird die Rutschgefährdung der flachen Hänge von den Projektanten häufig unterschätzt.

Die Gefahr bei ausgesprochenen Kriechhängen, wie sie etwa in diesem Beitrag erwähnt wurden, besteht darin, daß es beim Erreichen des kritischen Grenzgleichgewichtes dann zu abrupten und unvermittelten Rutschungen kommt (vgl. Bild 26).

Da das Problem der Böschungssicherungen und Rutschungen grundsätzlich bereits bei Themen- gruppe II dieser Konferenz behandelt wurde, sei auf meinen dortigen Diskussionsbeitrag und [12] verwiesen.

Als zusammenfassendes Beispiel sind in Bild 27 die geotechnischen Sicherungsmaßnahmen für das Endfeld einer rund 2,6 km langen Hangbrücke mit Talübergang (Autobahn) dargestellt: die tiefliegenden Gleit- bzw. Bewegungszonen erforderten neben erddruckabschirmenden verankerten Schutzwänden um die Pfeilerpaare auch Verankerungen der bis zu 35 m tiefen Fundamentkörper selbst, und zwar in mehreren Etagen und gespreizt von den Brunnen- schächten heraus. Neben Oberflächenentwässerungen sei auf die Bedeutung tiefreichender Ent- wässerungsbohrungen in durchnäßigsten Rutschhängen verwiesen.

6. Sonstiges

Sechs weitere Konferenzarbeiten lassen sich in keines der bisherigen Kapitel 1 bis 5 fachlich ein- ordnen oder streifen mehrere der angeführten The- menkomplexe:

BIERNATOWSKI befaßt sich mit der Standsicherheit von Hängen, der Tragfähigkeit von Fundamenten und dem Erddruck auf Stützmauern in Hinblick auf ihre Grenzzustände. Boden und Bauwerk werden durch diverse Parameter beschrieben, die als Zufallsvariable angesehen werden, was in der Folge zur Anwendung der Wahrscheinlichkeitstheorie führt. Dementspre- chend arbeitet der Verfasser mit Standardabweichun- gen und Variationskoeffizienten, wobei er verschie- dene Faktoren mit Zufallscharakter einführt. Die gewählten Sicherheitsdefinitionen richten sich nach der jeweiligen bodenmechanischen Problemstellung:

Hangstabilität ... FELLENIUS

Tragfähigkeit von Fundamenten ... allgemeine
Grundbruchgleichung mit den N -Werten von
SOKOLOWSKI

Das vorgeschlagene Verfahren ist zweifellos interes- sant, da es versucht, unter Zugrundelegung der

Statistik die im Tiefbau unvermeidlichen Unwäg- barkeiten quantitativ zu erfassen, wie z. B. durch Änderungsfaktoren, Inhomogenitätsfaktoren, Ar- beitsbedingungsfaktoren. Voraussetzung für eine breite Anwendung in der Praxis ist allerdings das Vorliegen eines ausreichenden Erfahrungsschatzes, um die diversen Parameter auch nur einigermaßen zutreffend wählen zu können.

GHOSH, DANI und GUPTA berichten über die Fundierung von Industrieanlagen auf zusammen- drückbarem Untergrund aus schluffigem Ton: turm- artige Bauwerke, Kompressoranlagen und Bauteile mit empfindlichen Maschinen wurden auf Pfählen gegründet, Tanks und Bürogebäude auf vorüber- gehend vorbelastetem Boden.

Die Vorbelastung von 10 bis 13 Mp/m^2 wurde in Verbindung mit Sanddräns aufgebracht: letztere wurden mit 60 mm Durchmesser und 24 m Länge in einem 2,5 m-Raster hergestellt. Die Setzungen im Zentrum der 8,4 m hohen Schüttungen betragen ca. 1 m innerhalb von 8 Monaten. Zweifellos ist die Vorbelastung in Verbindung mit Sanddräns um so wirtschaftlicher einzusetzen, je größer die zu ver- bessernden Bodenflächen sind. Dies zeigt auch folgende Kostengegenüberstellung:

246 m^2 ... 608 Einheitskosten

945 m^2 ... 232 Einheitskosten

Der Nachteil liegt vielfach im benötigten Zeit- aufwand.

Zu den **Sanddräns** möchte ich noch ergänzen, daß derzeit in Österreich eine Versuchsstrecke im Auto- bahnbau läuft, bei der folgende Verfahren der Bodenverbesserung vergleichsweise unter gleich- artigen Bedingungen untersucht werden [14]:

- nur vorübergehende Überschüttung der Dämme
- Überschüttung + konventionelle Sanddräns
- Überschüttung + Vliesdräns (Vliesstrumpf mit Sandeinfüllung)

Die Herstellungszeit für einen 10 m langen Vliesdrän in Torfen und Schluffen beträgt wenige Minuten (Bild 28 und 29). Maßgebend für die Wirksamkeit der Dräns ist nicht sosehr der Durchmesser als viel- mehr ihr gegenseitiger Abstand.

Bei flexiblen Bauwerken kann die setzungsbeschleu- nigende **Vorbelastung** des Untergrundes auch erst nachträglich erfolgen, wodurch eine allfällige Störung der Fundierungssohle im Zuge des Aushubes unter- bleibt: Anstelle von Plattenbrücken projektierten wir in einem rund 5–8 m hohen Autobahndamm auf weichem Untergrund einige flexible Stahlrohr- durchlässe, Durchmesser = 6–7 m (Bild 30). Die Montage erfolgte auf einer dünnen Bodenauswech- selung mit 50 cm Überhöhung und zudem pompiert um weitere 50 cm Scheitelstich – entsprechend der

zu erwartenden Setzungsmulde. Im endgültigen Zustand liegen diese Objekte nunmehr auf Sollhöhe und horizontal [15].



Bild 28: Vliesdrän: Befestigung des Filterschlauches am Fülltrichter (Foto: Chemie Linz A.G.)



Bild 29: Absenken des mit Dränagesand 2/7 mm gefüllten Vliesdräns in das Bohrloch (Foto: Chemie Linz A.G.)

HROMÁDKA und SOCHUREK berichten über Probleme bei der Projektierung und dem Bau eines Förderschachtes (lichter \varnothing 5,5 m; Tiefe 25 m) in wasserführendem, geschichtetem Untergrund in Prag. Ausführungstechnisch besonders kritisch erwies sich hierbei die Schichtgrenze zwischen Lockermassenüberlagerung und anstehendem Fels (Tonschiefer) sowie die bestehende dichte Bebauung in unmittelbarer Schachtnähe. In der Überlagerung wurden Schlitzwände in Form eines Zwölfeckes abgeteuft und ca. 1,5 m in die Tonschiefer eingebunden; im anstehenden Fels wurde ringweise geschachtet und Gußeisentübbinge eingebaut. Die Schichtgrenze war vorher durch chemische Injektion verfestigt worden. Das anfallende Wasser wurde zunächst zur Geländeoberfläche hochgepumpt und dann ohne Benutzung eines Beruhigungsgrabens in einer Bohrung wieder dem Untergrund zugeführt.

KRUTOV und EJDUK berichten über die Verdichtung von Böden bei der Wiederverfüllung von Erdaushüben. Dieses Problem tritt z. B. bei Leitungsgräben und Pipelines sehr häufig auf. Beschrieben sind die Verdichtungsanforderungen und die erzielbaren Leistungen, Wirkungsgrade bzw. Bodenkennwerte je nachdem, ob statisch gewalzt, gestampft oder vibriert wurde.

BALOUSHEV führte CBR-Versuche auf gleichkörnigem Sand ($U \geq 3$) am Flughafen Tripolis, Libyen sowie zugehörige Laboruntersuchungen durch. Die Ergebnisse sind für verschiedene Prozentsätze der größten Trockendichte $\rho_{d \max} / w_{\text{opt}}$ grafisch dargestellt. Die Proben wurden jeweils auf der Deck- und Sohlfläche geprüft. Erwartungsgemäß ergab sich eine sehr starke Abhängigkeit des CBR-Wertes vom Verdichtungsgrad, welcher von $K_d = 91$ bis 100% variiert wurde; die Kornverteilung erwies sich in begrenzten Sieblinienabschnitten nur von untergeordneter Bedeutung. Am Ende der Arbeit werden empirische „Tragfähigkeits“-Formeln für unterschiedliche Setzungen (2,54, 3,75 und 10 mm) angegeben, aus denen der von der Bodenschicht aufnehmbare Druck in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad, des Größtkornes und eines Korrekturkoeffizienten ($m = 0,8$ bis 1) zu errechnen ist.

Die Verbreitung des CBR-Versuches geht vor allem auf den AASHO-Straßentest und die daraus abgeleiteten empirischen Dimensionierungsverfahren von Straßen- und Flugplatzkonstruktionen zurück. Bei einem Größtkorn über 20 mm ist das Verfahren allerdings nur mit Vorbehalt verwendbar; in Österreich und der BRD werden daher im Feld vorwiegend Plattendruckversuche durchgeführt, mit denen eine wesentlich größere Tiefenwirkung erzielt und auch der Drucksetzungsverlauf der zu prüfenden Bodenschichten besser abgeschätzt werden kann.

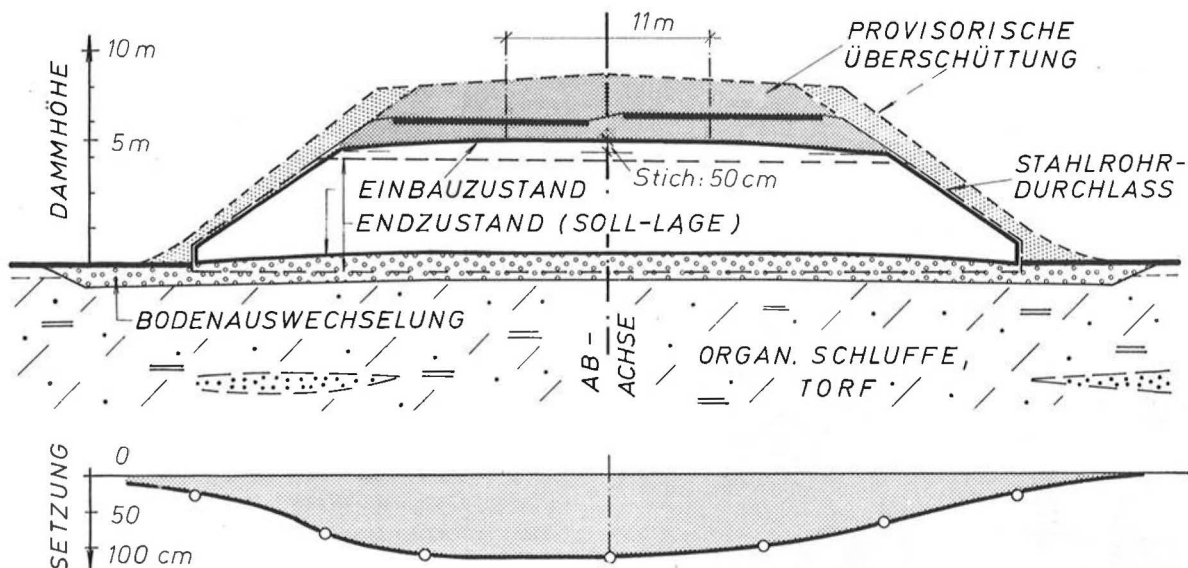


Bild 30: Verlegen von flexiblem Stahlrohrdurchlaß auf weichem Untergrund (Maulprofil: $h = 6,2 \text{ m}$, $s(LW) = 7 \text{ m}$): überhöht und bombiert (Scheitelstich ca. 50 cm); provisorische Dammüberschüttung

Literaturverzeichnis

- [1] BRETH, H. und STROH, D.: Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der anschließenden Belastung durch ein Hochhaus. Deutsche Baugrundtagung, 1974.
- [2] AMANN, P. und BRETH, H.: Über die Setzung von Hochhäusern und die Biegebeanspruchung von Gründungsplatten. Die Bautechnik, Heft 2, 1977.
- [3] BOROWICKA, H.: Über die Setzung von Bauwerken. Mitteilungen des Institutes für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik (VGB) der Technischen Hochschule Aachen, Heft 51, 1970.
- [4] NAUJOKS, L.: Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand. Berichte aus der Bauforschung, Heft 32 (Flachgründungen – Grundbuch und Setzungen); Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1963.
- [5] FRANKE, E.: Die Tragfähigkeit von Pfählen, ihre Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser und ihre Ermittlung mit Sonden in nichtbindigen Böden. Mitteilungen der Degebo an der Technischen Universität Berlin, Heft 32, 1976.
- [6] HILMER, K.: Methoden zur Überprüfung einer Stopfverdichtung. Die Bautechnik, Heft 1, 1975.
- [7] BRANDL, H.: Das Verformungsverhalten bei dynamischer Untergrundverdichtung. Berichte der 4. Donau-Europäischen Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau, Bled 1974; Band II (und I).
- [8] JELINEK, R. und OSTERMAYER, H.: Verpreßanker in Böden. Bauingenieur, Heft 3, 1976.
- [9] BRETH, H. und ROMBERG, W.: Messungen an einer verankerten Wand. Deutsche Baugrundtagung, 1972.
- [10] FRANKE, E. und BERNHARD, K.: Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohlendruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 32, Karlsruhe 1972.
- [11] SCHUPPENER, B.: Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 37, Karlsruhe 1975.
- [12] BRANDL, H.: Böschungssicherungen und Sanierung von Rutschungen. Straße und Autobahn, Heft 5 und 6, 1976.
- [13] HENKE, K. F.: Bodenmechanische Probleme in Baden-Württemberg. Deutsche Baugrundtagung, 1972.
- [14] HAUSDORF, H.: Tiefenentwässerung mittels Kunststoffvlies zur schnellen Konsolidierung wenig tragfähiger Böden. Heft 68 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, 1977.
- [15] BRANDL, H.: Straßenbau auf weichem Untergrund. Heft 66 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, 1975.
- [16] BRANDL, H.: Die Verwendung von Kunststoffvliesen im Tiefbau. Heft 68 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, 1977.