

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 13

**Berechnung verankerter Baugruben
nach der Finite Element Methode**

Dr.-Ing. D. Stroh

Juni 1974

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 13

**Berechnung verankerter Baugruben
nach der Finite Element Methode**

Dr.-Ing. D. Stroh

Juni 1974

Vorwort

In den vorangegangenen Mitteilungsheften haben wir **begonnen**, über unsere Untersuchungen zur Erforschung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Böden zu berichten. Die Untersuchungen verfolgen das Ziel, das Verformungsverhalten des Bodens unter Hochhäusern und schweren Industriebauten sowie beim Aushub tiefer Baugruben und beim Schütten hoher Dämme zu studieren. Zu diesem Zwecke wird von uns seit geraumer Zeit die Verformung des Bodens unter Hochhäusern und Reaktorgebäuden sowie im Umkreis tiefer Baugruben gemessen. In einer Triaxialzelle wird die Verformung eines Sandes bei verschiedenen Ausgangsspannungen und Spannungswegen mit großer Genauigkeit gemessen und der Einfluß der Vorbelastung auf das Verformungsverhalten geprüft. Entsprechende Versuche mit einem bindigen Boden sollen folgen.

Für die Auswertung der Untersuchungen wurde ein FEM-Programm entwickelt, mit dem auch nichtlineare, vom Eigenspannungszustand und vom Spannungsweg abhängige Verformungsvorgänge im Boden nachvollzogen werden können. Mit dem Programm wurden der Baugrubenaushub und der anschließende Bau eines Frankfurter Hochhauses und der Aushub einer im Frankfurter Ton ausgehobenen tiefen Baugrube mit verankerten Wänden nach dem stattgefundenen Bauablauf simuliert. Für die Einbeziehung des Verformungsverhaltens des in der Frankfurter Innenstadt anstehenden Tons wurden triaxiale Druckversuche mit ungestörten Proben verwertet. Die auf diese Weise erhaltenen Setzungen, Wand- und Bodenverformungen wurden mit den Messungen verglichen und hierbei eine zufriedenstellende Übereinstimmung festgestellt. Die Untersuchungen an der tiefen Baugrube sind inzwischen so weit gediehen, daß über die erzielten Ergebnisse berichtet werden kann. Mit dem Bericht über die Setzungsverteilung unter Hochhäusern ist Ende dieses Jahres zu rechnen.

Mit unseren Untersuchungen sollen die Verformung des Bodens als Folge von Baumaßnahmen anschaulich und die Einflüsse auf die Größe und den Verlauf der Verformung sichtbar gemacht werden. Darüber hinaus sollen sie helfen, einfache Modelle für die Praxis zu entwickeln, an denen die Verformung im Einzelfall abgeschätzt werden kann.

Das nunmehr vorliegende Programm eröffnet die Möglichkeit, die Auswirkungen von Grundbaumaßnahmen auf die Verformung des Bodens und auf die umliegende Bebauung zutreffender als dies bisher möglich war, abzuschätzen. Die zur Auswahl stehenden Baumaßnahmen können besser gegeneinander abgewogen und die optimale Lösung gefunden werden. Im vorliegenden Heft sind Anregungen in dieser Richtung für die tiefe Baugrube mit verankerten Wänden zu finden.

Darmstadt, im Mai 1974

H. Breth

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1
2. Verformung der Baugrubenwände und des Bodens beim Aushub tiefer Baugruben	6
3. Aufgabenstellung	11
4. Aus der Literatur bekannte mehrfach verankerte Baugrubenwände	14
5. Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens	27
5.1 Bisher verwendete Spannungs-Dehnungsbe- ziehungen des Bodens bei der Finite-Element-Methode	27
5.2 Verschiedene Spannungswege im Boden beim Aushub der verankerten Baugrube	37
5.3 Im Rechenprogramm verwendete Spannungs- Dehnungsbeziehungen des Bodens	41
6. Numerisches Rechenverfahren	51
6.1 Allgemeines	51
6.2 Programmbeschreibung	51
6.2.1 Grundlage des Rechenprogramms	51
6.2.2 Wahl der im Programm verwendeten Elementtypen	52
6.2.3 Programmablauf, Berücksichtigung des Spannungsweges und der nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens	53
7. Vergleich von Feldmessung und Rechnung an einer verankerten Baugrube im Frankfurter Ton	61
7.1 Beschreibung und Berechnungsannahmen für das Vergleichsbeispiel	61
7.2 Erddruck und Ankerkräfte	66
7.3 Verschiebungen	70
8. Der Einfluß von konstruktiven Maßnahmen und der Einfluß der Bodeneigenschaften auf Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte bei tiefen Baugruben	78

	<u>Seite</u>
8.1 Vorbetrachtung und Übersicht	78
8.2 Methode der Ankervorspannung	82
8.3 Einfluß der Ankerlänge	85
8.4 Einfluß der Ankervorspannung	89
8.5 Einfluß der Ankerneigung	93
8.6 Einfluß eines gemischten Stütz-Systems aus Anker und Steifen	96
8.7 Einfluß des Ruhedruckes	102
8.8 Einfluß der Querdehnungszahl	105
9. Näherungsverfahren zur Berechnung der Wandverschiebungen	108
9.1 Ursache für die Wandverschiebung und bisher vorgeschlagene Näherungsverfahren	108
9.2 Wandverschiebung aus der Entlastung durch den Bodenaushub	116
9.3 Wandverschiebung aus den Ankerkräften	119
9.4 Wandverschiebung aus dem Abbau des Ruhedruckes	122
9.5 Anwendung des Näherungsverfahrens	123
10. Zusammenfassung	125
Literaturverzeichnis	128

Bildregister

- 1 Erddruckansatz zur Berechnung der Steifenkräfte,
Terzaghi und Peck (1967)
- 2 Standsicherheitsnachweis für Aufbruch der Baugrubensohle
Terzaghi (1943)
- 3 Setzungen neben Baugruben, Peck (1969)
- 4 Modellversuch mit Gelatine, Tschebotarioff, Schuyler (1948)
- 5 Einaxialer Druckversuch mit Gelatine
- 6 Baugrube im weichen Osloer Ton (Vaterland 1), NGI (1962-66)
- 7 Volumen aus der Setzung in der Geländeoberfläche und der
Horizontalverschiebung der Verbauwand für die Baugrube
von Bild 6, NGI (1962-66)
- 8 Baugrubenwand World Trade Center, Kapp (1969)
- 9 Baugrubenwand Pierre-Laclade Building
Mansur und Alizadeh (1970)
- 10 Baugrube Bank of America, San Francisco
Wosser und Darragh(1970)
- 11 Baugrube First National Bank of Seattle, Shannon und Strazer (1970)
- 12 Verschiebungen beim Potrero Tunnel, San Francisco
Wilson (1970)
- 13 Baugrubenwand Bank of California
Clough, Weber und Lamont (1972)
- 14 Verankerte Schlitzwand London, James (1972)
- 15 Baugrube Allianz Stuttgart, Stump (1972)
- 16 Baugrube Ballindamm, Hamburg
- 17 Baugrube U-Strab Essen, Roth (1970)

- 18 Baugrube Trinkausbank Düsseldorf, Nendza und Klein (1973)
- 19 Baugrube S-Bahn, Frankfurt/Main
- 20 Spannungs-Dehnungsverhalten von Sand
- 21 Last-Setzungskurve bei Be- und Entlastung
- 22 Unterschiedliche Spannungswege im Boden beim Aushub verankerter Baugruben
- 23 Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens
- 24 Kriterien für unterschiedliche Spannungswege
- 25 Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung
- 26 Anfangstangentenmodul
- 27 Mohr'scher Spannungskreis
- 28 Programmablauf
- 29 Programmsteuerung
- 30 Bereichsweise Linearisierung, Tangentenmodul-Sekantenmodul
- 31 Elementnetz und Randbedingungen für Baugrube S-Bahn Frankfurt/M.
- 32 Ankerkräfte während des Aushubs
- 33 Zunahme des Erddruckes und der Ankerkräfte mit dem Aushub
- 34 Erddruck auf Baugrubenwand
- 35 Untergrund und Wandverschiebung beim Endaushub
- 36 Berechnete Wandverschiebung bei den einzelnen Aushubzuständen
- 37 Wandverschiebung während des Aushubs
- 38 Aushub und Wandverschiebung in Abhängigkeit von Zeit und Aushubtiefe

- 39 Berechnete Wandverschiebung während des Aushubs in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen
- 40 Berechnete Verschiebungen in der Geländeoberfläche
- 41 Wandverschiebung mit Tangenten- und Sekantenmodul
- 42 Erddruck und Ankerkräfte mit Tangenten- und Sekantenmodul
- 43 Elementnetz und Randbedingungen
- 44 Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte bei verschiedenen Methoden der Ankervorspannung
- 45 Einfluß der Ankerlänge auf die Wandverschiebung
- 46 Einfluß der Ankerlänge auf Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte
- 47 Einfluß der Ankervorspannung auf die Wandverschiebung
- 48 Einfluß der Ankervorspannung auf Erddruck und Ankerkräfte
- 49 Einfluß der Ankerneigung auf die Wandverschiebung
- 50 Einfluß der Ankerneigung auf Erddruck und Ankerkräfte
- 51 Einfluß von Ankern und Steifen auf die Wandverschiebung
- 52 Einfluß von Ankern und Steifen auf die Erddruckverteilung
- 53 Anker- und Steifenkräfte während des Aushubs
- 54 Einfluß des Ruhedrucks auf die Wandverschiebung
- 55 Einfluß des Ruhedrucks auf Erddruck und Ankerkräfte
- 56 Einfluß der Querdehnungszahl auf die Wandverschiebung
- 57 Einfluß der Querdehnungszahl auf Erddruck und Ankerkräfte
- 58 Verschiebungsfelder während des Aushubs für homogenen Ton
- 59 Verschiebungsfelder während des Aushubs für Fels ab UK Verbauwand

- 60 Verschiebungsfelder während des Aushubs für Ton und Fels
- 61 Erddruckumlagerung im vorgespannten Erdkörper
- 62 Ursachen für Verschiebungen beim Baugrubenaushub
- 63 Spannungen und Dehnungen infolge Bodenaushub
- 64 Einleitung der Ankerkräfte in den Untergrund und Dehnungen unter der Baugrubensohle
- 65 Verschiebung infolge Verminderung des Ruhedrucks auf aktiven Erddruck

1. Einleitung

Durch die schnelle Zunahme des Verkehrs haben in den letzten zwei Jahrzehnten viele Städte mit dem Bau eines U-Bahn-Netzes begonnen. Für diese, in den dichtbebauten Stadtzentren liegenden U-Bahnstrecken, wurden meist tiefe Baugruben erforderlich.

Der Ausbau des U-Bahn-Netzes hat gleichzeitig eine weitere Konzentration der Bebauung in den Stadtzentren eingeleitet. Durch die Raumnot, die mit dieser Konzentration verbunden ist, wird der Baugrund immer mehr ausgenutzt. Die Hochhäuser werden noch höher als bisher gebaut, aber gleichzeitig wird auch tiefer in den Boden hineingebaut, um dadurch weiteren Raum zu gewinnen. Diese Entwicklung hat den Bedarf für tiefe Baugruben ebenfalls stark erhöht.

Bei dem Entwurf und der Herstellung der Baugruben sind zahlreiche Probleme aufgetreten, die sich auch in einer Vielzahl von Veröffentlichungen widerspiegeln. Die meisten Veröffentlichungen befassen sich dabei mit Modellversuchen und Messungen an ausgeführten Baugruben. Sie bilden auch die Grundlage für unsere heute gebräuchlichen Berechnungsverfahren, weshalb sie auch nur auf gleichartige Verhältnisse anwendbar sind.

Die Probleme, die bei der Herstellung tiefer Baugruben aufgetreten sind, können in drei Hauptgruppen unterteilt werden.

1. Größe und Verteilung des Erddrucks und daraus resultierende Kräfte im Aussteifungs- oder Verankerungssystem.
2. Gesamtstabilität und Grundbruch durch Aufbruch der Baugrubensohle.
3. Verformungen des Bodens und der Baugrubenwände.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich in erster Linie mit den Verformungen. Der Übersicht halber sollen auch die ersten beiden Themen hier kurz behandelt und der Stand der Forschung aufgezeigt werden.

Die Größe des Erddruckes auf die Baugrubenwände entspricht in der Regel dem aktiven Erddruck. Bei den meisten Messungen wurde festgestellt, daß bereits kleine Bewegungen ausreichen, um im Boden den Ruhedruck auf den aktiven Erddruck abzubauen. Bei der Beurteilung der üblichen Verschiebungsmessungen an Baugrubenwänden, bei denen erst gemessen werden kann, wenn der Aushub die Meßstelle erreicht hat, darf aber nicht vergessen werden, daß bis dahin bereits ein erheblicher Teil der Verschiebungen vorausgegangen ist. Über Beispiele, die dieses Voreilen der Verschiebungen an Messungen von ausgesteiften Baugruben besonders deutlich zeigen, wurde vom Norwegian Geotechnical Institute (1962-66) von Lamb, Wolfskill und Wong (1969) und von Rodriguez und Flamand (1969) berichtet.

Lediglich bei Baugruben in weichem Ton, schienen die gemessenen Steifenkräfte nicht dem aktiven Erddruck zu entsprechen, sie waren erheblich größer. Bjerrum, Friemann Clausen und Duncan (1972) haben hierfür eine Erklärung gefunden. Infolge der großen Verschiebungen, die bei Baugruben in weichem Ton auftreten, wird der Erddruck durch Gewölbewirkung umgelagert. Dabei bilden die Steifen und der Boden unter der Baugrubensohle für das Bodengewölbe die Widerlager. Hierdurch beteiligen sich auch weite Bereiche des Bodens unterhalb der Baugrubensohle an der Erddruckumlagerung, so daß der Anteil des Erddrucks, der den Steifen zugewiesen wird, einer wesentlich größeren Tiefe als der Baugrubentiefe entspricht. Wenn die gesamte Tiefe, in der eine Erddruckumlagerung stattfindet, der Berechnung zugrunde gelegt wird, so entspricht auch hier wieder die Größe dem aktiven Erddruck.

Wenn in Zukunft die Baugruben im steifen Ton so tief werden, daß sie in die Nähe der Grundbruchgefahr durch Aufbruch der Baugrubensohle kommen und die Verschiebungen im Boden dadurch sehr groß werden, kann es auch dort zu einer ähnlichen Erddruckumlagerung kommen, so daß die Steifen einen größeren Erddruck als den

der Baugrubentiefe entsprechenden Teil des aktiven Erddrucks erhalten. Der Erddruckbeiwert λ für die Bemessung tiefer, ausgesteifter Baugruben muß danach größer als der für flachere Baugruben angesetzt werden. Für verankerte Baugrubenwände trifft das oben gesagte nicht zu, weil die verankerte Baugrubenwand, wie Messungen gezeigt haben, größere Verschiebungen mitmacht und kein festes Widerlager für eine Erddruckumlagerung bilden kann.

Die Verteilung des Erddrucks wird sehr stark von der Bodenart, dem Aushubfortschritt und dem Einbringen des Aussteifungssystems beeinflußt, so daß keine kurze allgemein gültige Regel angegeben werden kann. Verdeyen/Roisin (1965) und Wanoschek (1971) haben in Modellversuchen den entscheidenden Einfluß des Aushubvorgangs auf die Erddruckverteilung nachgewiesen.

Im Frankfurter Ton haben Breth/Wanoschek (1969) diese Einflüsse ebenfalls an Hand einer Steifenkraftmessung analysiert. Bjerrum (1972) hat diesem Thema eine umfassende Darstellung gewidmet.

Für die Bemessung der Steifenkräfte wurde von Terzaghi-Peck (1967) eine Erddruckverteilung entsprechend Bild 1 vorgeschlagen. Dabei ist zu beachten, daß diese Verteilung nicht die wirkliche Erddruckverteilung angeben soll, es soll lediglich eine für die Steifenkraftbemessung maßgebende Ersatzfläche sein. Diese Erddruckregel wurde aus einer Vielzahl von Steifenkraftmessungen gewonnen, bei denen die gemessene Steifenkraft keine nach dieser Erddruckregel berechnete Steifenkraft überschritten hatte.

Für sandige Böden ist die Erddruckregel gut brauchbar. Bei weichem und halbfestem Ton hat mit dem Raumgewicht ^{γ} des Bodens, der Baugrubentiefe H und der undrainierten Scherfestigkeit c_u der Stabilitätsfaktor $N_c = \gamma H / c_u$ einen maßgebenden Einfluß auf die Erddruckverteilung.

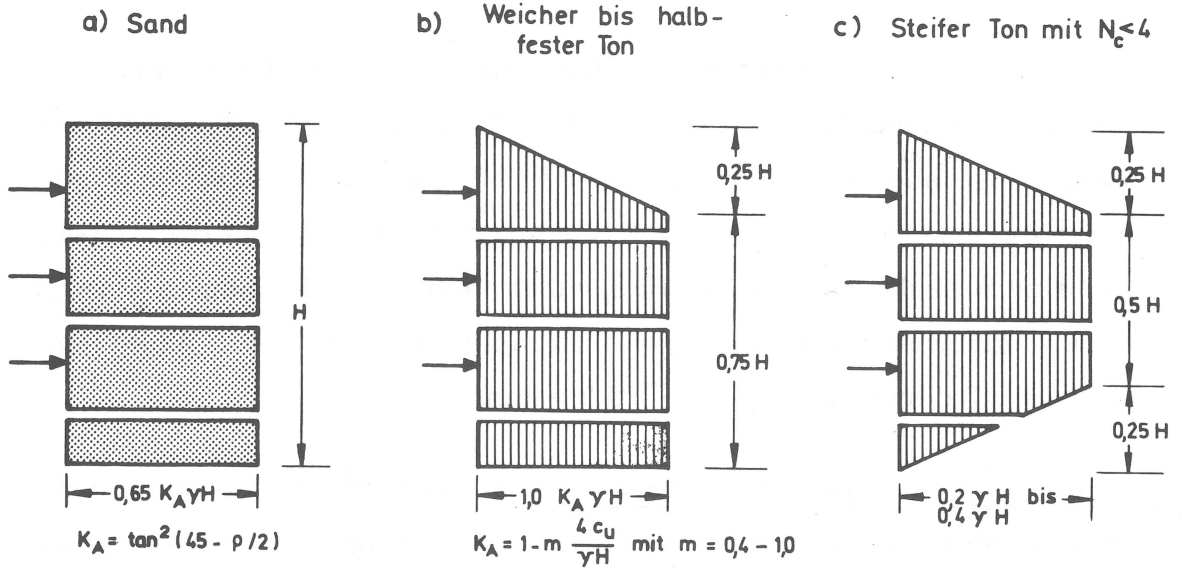


BILD 1 : Erddruckansatz zur Berechnung der Steifenkräfte, Terzaghi und Peck (1967)

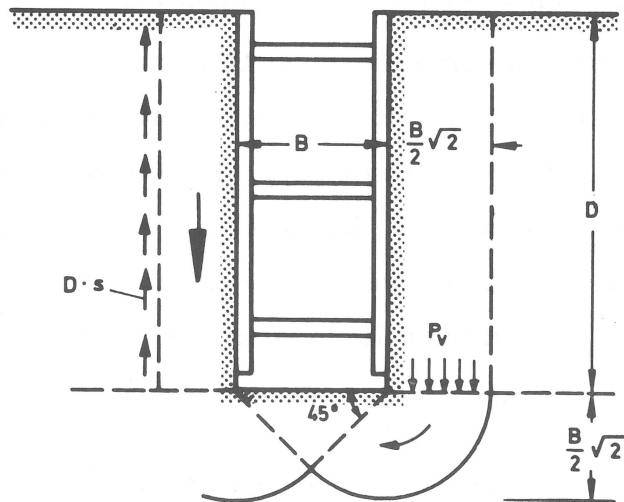


BILD 2 : Standsicherheitsnachweis für Aufbruch der Baugrubensohle, Terzaghi (1943)

Im steifen Ton mit $N_c < 4$ liefert Bild 1c gute Ergebnisse. Peck (1969) hat den Einfluß des Stabilitätsfaktors auf den Erddruck eingehend diskutiert.

Die Gesamtstabilität der Baugrube wird durch eine Geländebruchuntersuchung nachgewiesen, wobei für bindige, wassergesättigte Böden die Anfangsfestigkeit maßgebend ist.

Auf die Gefahr des Grundbruchs durch Aufbruch der Baugrubensohle hat bereits Terzaghi (1943) hingewiesen und aus einem Kräfteansatz entsprechend Bild 2 die kritische Aushubtiefe abgeleitet. Maßgebend für den Grundbruch durch Aufbruch der Baugrubensohle ist der Stabilitätsfaktor

$$N_c = \gamma \frac{H}{c_u} .$$

Bjerrum und Eide (1956) haben mehrere Baugruben nach diesem Kriterium untersucht und festgestellt, daß der Grundbruch in Abhängigkeit von den Baugrubenabmessungen bei N_c -Werten von 6 bis 9 auftritt. Die Verformungen im Bereich der Baugruben nehmen ab $N_c = 4$ stark mit einem weiteren Anwachsen des N_c -Wertes zu. Jennings (1969) hat die gleiche Feststellung auch an tiefen Baugruben in Johannesburg gemacht.

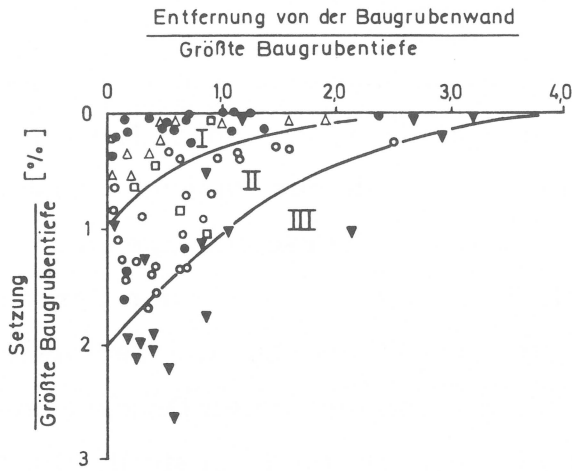
Die Verformungen beim Baugrubenaushub sind in den bisherigen Abhandlungen nur wenig oder aber zumindest nicht mit der ihnen zukommenden Bedeutung behandelt worden. Im folgenden Abschnitt wurden daher die wichtigsten Erkenntnisse darüber zusammengefaßt.

2. Verformung der Baugrubenwände und des Bodens beim Aushub tiefer Baugruben.

Die Verformungen des Bodens und der Baugrubenwände sind in erster Linie von den Bodeneigenschaften abhängig. Die Größe und Tiefe der Baugrube, die Art des Aushubvorgangs und das Einbringen der Aussteifung oder der Verankerung, die Arbeitsweise bei der Herstellung der Baugrube, der zeitliche Ablauf und Temperaturschwankungen können ebenfalls großen Einfluß auf die Verschiebungen haben.

Peck (1969) hat in einem State of the Art Report über das Thema "Deep Excavations and Tunneling in soft Ground" die wichtigsten vorhandenen Messungen zusammengestellt und diskutiert. Für eine grobe Abschätzung der zu erwartenden Setzung neben Baugruben hat Peck die gemessenen Setzungen bei einigen Baugruben in verschiedenen Bodenarten zusammengestellt. In Bild 3 sind die gemessenen Setzungen in der Geländeoberfläche neben der Baugrube in Abhängigkeit vom seitlichen Abstand in einer dimensionslosen, auf die Baugrubentiefe bezogenen Form aufgetragen. Der große Bereich, in dem die gemessenen Setzungen liegen, macht die Schwierigkeiten für eine Voraussage deutlich.

Die Ursachen für die Verschiebungen sind Spannungsänderungen im Boden. Die größte Spannungsänderung beim Aushub tritt im Boden unter der Baugrubensohle auf, so daß auch dort die größten Verschiebungen zu erwarten sind. Durch die Entlastung hebt sich der Boden. Die Hebung verursacht gleichzeitig unterhalb der Baugrubensohle eine Horizontalverschiebung des Bodens und der Baugrubenwände. Durch die Horizontalverschiebung vermindert sich der seitliche Erddruck und der Boden hat das Bestreben, sich auszudehnen und sich in die Baugrube hinein zu verschieben. Dieses "Hineinwandern" des Bodens ist wiederum die Ursache für die Setzungen in der Geländeoberfläche.



Zone I

Sand und weicher bis fester Ton
Normale Arbeitsweise

Zone II

a) sehr weicher bis weicher Ton

- 1.) Begrenzte Tiefe des Tons unter der Baugrubensohle
- 2.) Größere Tiefe des Tons unter der Baugrubensohle $N_c = \frac{\gamma \cdot H}{c_u} < 7$

b) Setzungen hervorgerufen durch Schwierigkeiten bei der Arbeit

Zone III

Sehr weicher bis weicher Ton bis in größere Tiefe unter der Baugrubensohle mit $N_c > 7$

Hinweis : Alle Messwerte stammen von Baugruben mit üblichen ausgesteiften und verankerten Trägerbohlwänden oder Spundwänden

Weicher bis halbfester Ton	Baugrubentiefe [m]
• Chicago, Illinois	9 - 19
◦ Oslo, Norwegen außer Vaterland 1,2,3	6 - 12
▼ Oslo, Norwegen Vaterland 1,2,3	10 - 11
△ Steifer Ton und kohäsiver Sand	10 - 22
◻ Kohäsionsloser Sand	12 - 14

BILD 3: Setzungen neben Baugruben, Peck (1969)

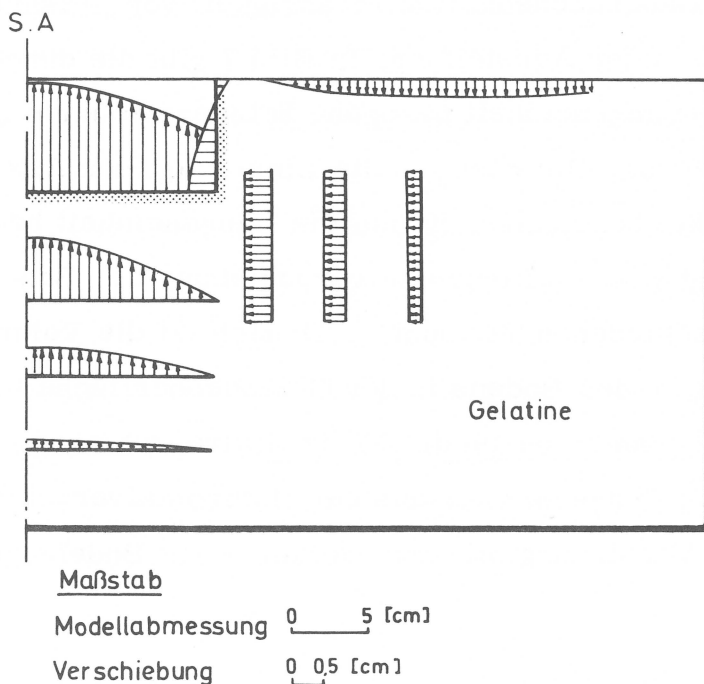


BILD 4 Modellversuche mit Gelatine, Tschebotarioff, Schuyler (1948)

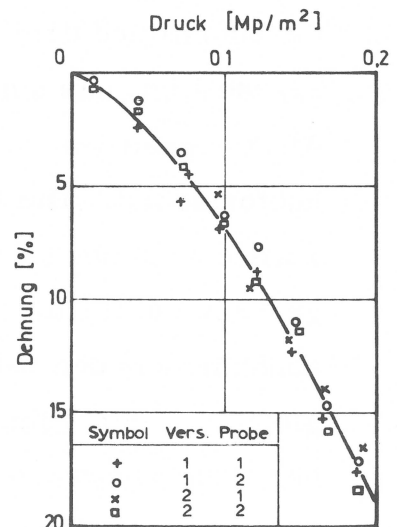


BILD 5

Einaxialer Druckversuch mit Gelatine

Tschebotarioff und Schuyler (1948) haben über einen einfachen Modellversuch, bei dem dieser Effekt deutlich wird, berichtet. Bei den mit Gelatine durchgeführten Versuchen wurde der Baugrubenaushub nachgeahmt und die Horizontal- und Vertikalverschiebungen an mehreren Stellen gemessen. Bild 4 zeigt das Ergebnis der Verschiebungsmessungen. Es gibt eine gute Vorstellung über die Verformungen in der Umgebung des Aushubs. Die aus einaxialen Druckversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungslinie ist in Bild 5 dargestellt. Die Form dieser Spannungs-Dehnungslinie ist ähnlich der von Bodenproben für entsprechende Spannungsbereiche beim Aushub, so daß auch beim Baugrubenaushub ein ähnliches Verformungsverhalten erwartet werden kann.

In den Berichten des NGI (1962-1969) wurde über eine der wenigen Messungen, bei denen die Hebungen des Bodens in Höhe der Baugrubensohle, die Wandverschiebungen und die Setzungen in der Geländeoberfläche bereits von Aushubbeginn an gemessen wurden, berichtet. Die Messungen wurden an einer U-Bahn-Baugrube im weichen Osloer Ton durchgeführt. Bild 6 zeigt die gemessenen Setzungen in der Geländeoberfläche, die Horizontalverschiebung der Baugrubenwand und die Bodenhebung in der Baugrubensohle in Abhängigkeit vom Aushubfortschritt und dem Einbau der Aussteifung. In Bild 7 gibt die durchgezogene Linie das auf die Längeneinheit bezogene Setzungsvolumen in Abhängigkeit von der Zeit an. Die gestrichelte Linie zeigt den Aushubfortschritt. Die Punkte bezeichnen die auf die Längeneinheit bezogene Volumenänderung aus der Horizontalverschiebung der Baugrubenwand für die verschiedenen Zeitpunkte. Danach ist die Volumenabnahme aus den Setzungen des Bodens in der Geländeoberfläche fast gleich mit der Volumenzunahme durch die Horizontalverschiebung der Baugrubenwand. Das Bodenvolumen aus der Horizontalverschiebung steht wiederum in Verbindung mit dem Volumen des Bodens, der

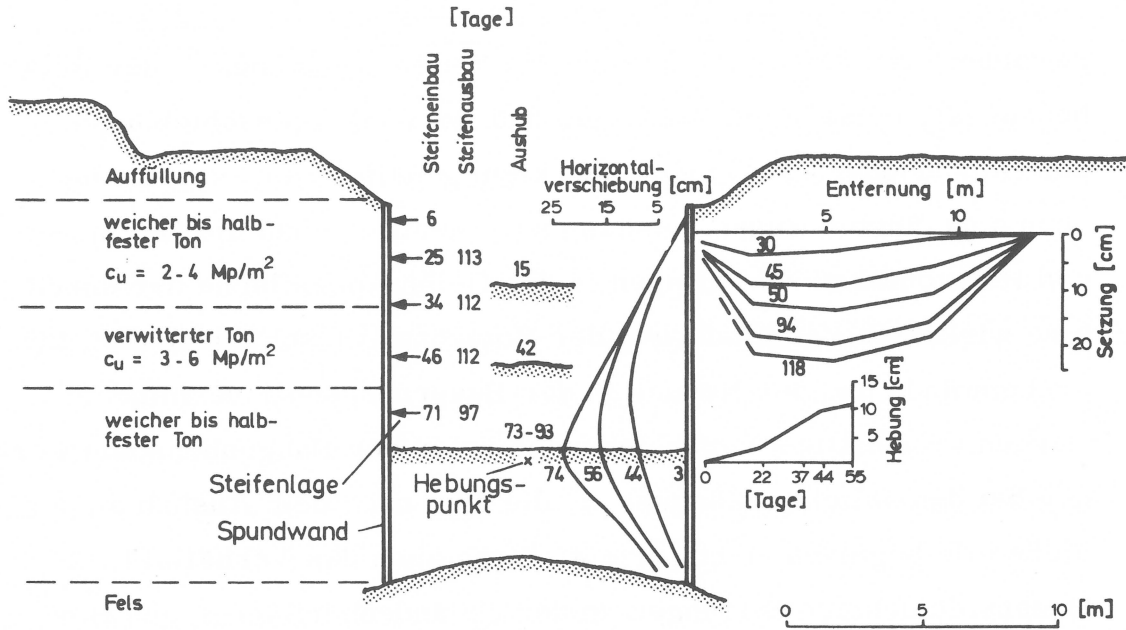


BILD 6: Baugrube im weichen Osloer Ton (Vaterland 1), NGI (1962-66)

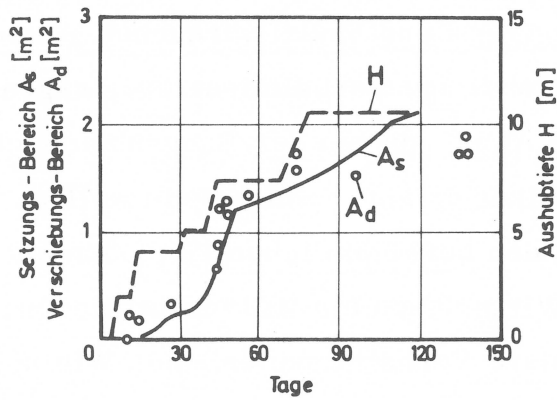


BILD 7: Volumen aus der Setzung in der Geländeoberfläche und der Horizontalverschiebung der Verbauwand für die Baugrube von Bild 6, NGI (1962-66)

infolge Hebung der Baugrubensohle von unten in die Baugrube hineingewandert ist. Da das Gelände neben tiefen Baugruben in der Regel bebaut ist, müssen die Setzungen und Horizontalverschiebungen in der Geländeoberfläche möglichst klein gehalten werden. Aus dem oben angeführten Zusammenhang wird deutlich, daß die Setzungen und Horizontalverschiebungen in der Geländeoberfläche nur durch eine wirksame Verminderung der Horizontalverschiebung der Baugrubenwände und der Hebung in der Baugrubensohle vermindert werden können. Diese Verschiebungen unter der Baugrubensohle werden bei den üblichen Messungen, die erst nach dem Aushub an der Meßstelle beginnen, nicht erfaßt. Wenn auch das Verhältnis von Bodenvolumen aus Setzungen in der Geländeoberfläche, aus Horizontalverschiebung der Baugrubenwände und aus Bodenhebung in der Aushubsohle in anderen Bodenarten verschieden ist, so kann doch bei gleicher Bauweise ein ähnliches Verhalten erwartet werden. In den später folgenden Darstellungen der berechneten Verschiebungsfelder während des Baugrubenaushubs (Bild 58 bis 60) kann der Vorgang des Verschiebungsablaufs gut verfolgt werden.

Die Erkenntnisse auf diesem Gebiet haben wir, wie bereits vorher angeführt, aus Messungen und Modellversuchen gewonnen, weshalb sie auch nur auf gleichartige Verhältnisse übertragen werden können. Wenn in Zukunft die Abmessungen der Baugruben noch größer werden, oder wenn wir neue Bauverfahren entwickeln wollen, können wir unsere Erfahrungen mit den herkömmlichen Methoden nicht einfach auf diese übertragen. Wir müssen ein Hilfsmittel finden, welches eine Übertragung auf andere Verhältnisse erlaubt. Wie später gezeigt wird, kann die Finite-Element-Methode ein solches Hilfsmittel sein.

3. Aufgabenstellung

In den letzten Jahren hat die Verwendung von Verpreßankern zur Sicherung von Baugruben zunehmend an Bedeutung gewonnen. Bei der Herstellung von tiefen Baugruben bietet die Rückwärtsverankerung gegenüber der konventionellen Aussteifung den großen Vorteil der freien Baugrube. In die verankerte Baugrube kann das Bauwerk ohne Behinderung durch Steifen und Verbände zeitsparend gebaut werden.

Die Aussteifung selbst ist in der Regel zwar billiger als die Verankerung, aber durch die mit der freien Baugrube verbundenen Vorteile ist die Rückwärtsverankerung, insbesondere bei breiten Baugruben, im Ganzen gesehen der Aussteifung wirtschaftlich überlegen.

Bei den ersten ausgeführten verankerten Baugrubenwänden im Ton wurde durch Messungen festgestellt, daß die Verschiebungen nicht nur mit der Baugrubentiefe, sondern auch mit der Baugrubenlänge zunehmen, so daß dieses wirtschaftliche Bauverfahren für Baugruben ab einer bestimmten Größe in der Umgebung von vorhandener Bebauung wegen zu großer Verschiebungen nicht mehr zugelassen werden kann. In Frankfurt können z. B. Baugrubenwände neben bestehender Bebauung nur noch verankert werden, wenn die Baugrube kürzer als 35 m oder nicht tiefer als 15 m ist.

Mit dem an Eignungsversuchen festgestellten Verformungsverhalten des Einzelankers lassen sich die gemessenen Verschiebungen nicht erklären. Versuche mit Ankergruppen sind nur schwer zu realisieren und scheiden aus Kostengründen aus, so daß das Verhalten der Ankergruppe nur durch Messungen an verankerten Baugrubenwänden untersucht werden kann.

Breth/Stroh (1970) konnten anhand eines groben Rechenmodells zeigen, daß die großen Verschiebungen an einer verankerten Baugrubenwand im Frankfurter Ton nicht auf eine Bruchgefahr des Gesamtsystems hinweisen, sondern daß im Ton durch die Gruppenwirkung der Anker mit Verschiebungen der gemessenen Größe gerechnet werden muß. Mit dem oben angeführten, von Breth/Romberg (1972) und Nendza/Klein (1973) verbesserten Rechenmodell lassen sich die gemessenen Verschiebungen zwar erklären, quantitative Aussagen über die Auswirkung konstruktiver Maßnahmen zur Verminderung der Verschiebungen lassen sich jedoch nicht erzielen. Als einzige Möglichkeit die Auswirkung konstruktiver Maßnahmen auf das Verformungsverhalten der verankerten Wand und des Bodens zu untersuchen, wird die Finite-Element-Methode angesehen. Da bisher noch keine Untersuchungen dieser Art veröffentlicht wurden, sollen in der vorliegenden Arbeit mit Hilfe der Finite-Element-Methode die verschiedenen Einflüsse auf die Verformung der Baugrubenwände und des Bodens untersucht und die wirksamsten Möglichkeiten zur Verminderung der Verschiebungen verankerter Baugrubenwände aufgezeigt werden. Der Spannungsweg und die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens sollen dabei berücksichtigt werden. Im einzelnen sollen

- a) der Einfluß der Ankerlänge
- b) der Einfluß der Ankervorspannung
- c) der Einfluß der Ankerneigung und
- d) die Wirkung eines gemischten Stütz-Systems aus Ankern und Steifen

untersucht werden.

Hierfür wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

Aus Dreiaxialversuchen sollen am Beispiel des Frankfurter Tons für die Berechnung geeignete Spannungs-Dehnungsbeziehungen ermittelt

werden. Mit diesen Spannungs-Dehnungsbeziehungen soll der Baugrubenaushub einer ausgeführten verankerten Baugrube in der Berechnung simuliert werden. Der Vergleich der Rechenergebnisse mit den ausgeführten Messungen soll Auskunft über die Brauchbarkeit der im Rechenprogramm verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen liefern und gegebenenfalls als Grundlage für eine Verbesserung dieser Beziehung dienen. Mit dem an Hand von Messungen geprüften Rechenprogramm können dann der Einfluß der oben angeführten konstruktiven Maßnahmen untersucht und die wirksamsten Möglichkeiten zur Verminderung der Verschiebungen aufgezeigt werden. Danach soll schließlich zur Abschätzung der zu erwartenden Verschiebungen ein vereinfachtes Rechenverfahren für verankerte Baugrubenwände angegeben werden.

4. Aus der Literatur bekannte mehrfach verankerte Baugrubenwände

Zum Überblick wurden in diesem Kapitel die aus der Literatur bekannten Beispiele von verankerten Baugruben zusammengestellt. In der ersten, dem Autor bekannten Veröffentlichung hat Weldon (1966) über eine 12 bis 15 m tiefe, fünffach verankerte Baugrube für eine Tiefgarage in Washington berichtet. Das Bodenprofil wurde nicht näher beschrieben, aus dem Bericht geht nur hervor, daß die oberen Schichten aus einer Wechsellagerung von Schluff, Ton und Sand aufgebaut waren und der Boden ab 10 m Tiefe so fest war, daß die Verbauträger nicht mehr gerammt werden konnten. Über Verschiebungen wurde im Zusammenhang mit dieser Baugrube nichts berichtet; es wurde nur angeführt, daß der Bauablauf reibungslos vonstatten ging und keine Schwierigkeiten aufgetreten sind.

Kapp (1969) berichtete von einer 23 m tiefen, fünffach verankerten Baugrubenwand für das World Trade Center in New York. Der Untergrund besteht in den oberen Zonen aus Sand und Schluff, ab Höhe der Gründungssohle steht Fels an. Über Verschiebungen wurde auch hier nichts berichtet, aber da die Anker alle im Fels verankert waren, ist zu erwarten, daß die Verschiebungen gering waren. Bild 8 zeigt einen typischen Schnitt durch die verankerte Baugrubenwand.

Mansur und Alizadeh (1970) haben eine 9 - 13 m tiefe, zwei bis dreifach verankerte Baugrubenwand beschrieben. Der Bodenaufbau und die Ankeranordnung gehen aus Bild 9 hervor. Bei dieser Baugrubenwand wurde am Wandkopf eine mittlere Horizontalverschiebung von 1 cm gemessen.

Wosser und Darragh (1970) haben über die sechsfach verankerten Baugrubenwände des Bank of Amerika Building in San Francisco berichtet. Die Baugrubenwände waren 14 bis 20 m hoch. Der Ver-

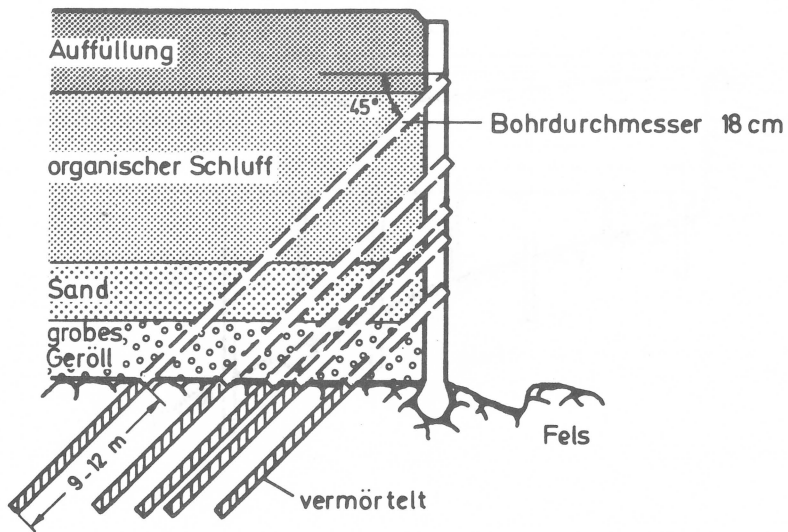


BILD 8 : Baugrubenwand World Trade Center, Kapp (1969)

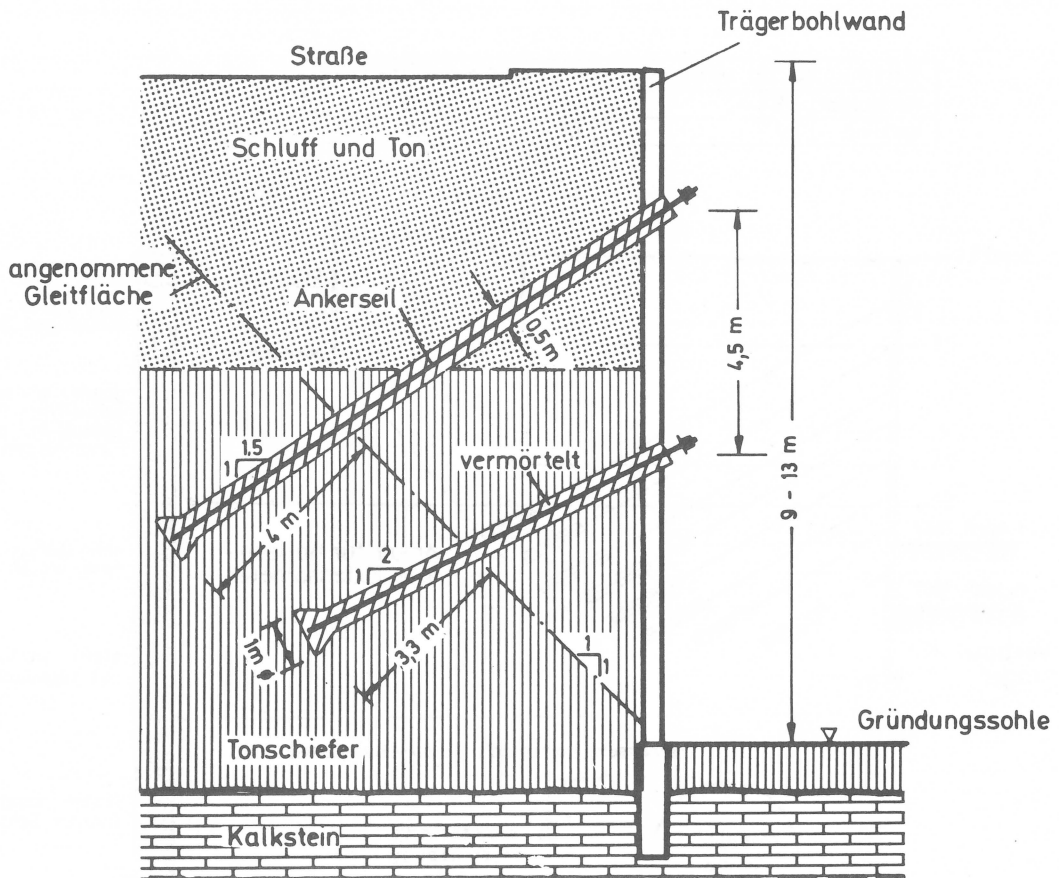


BILD 9 : Baugrubenwand Pierre - Laclade Building, Mansur und Alizadeh (1970)

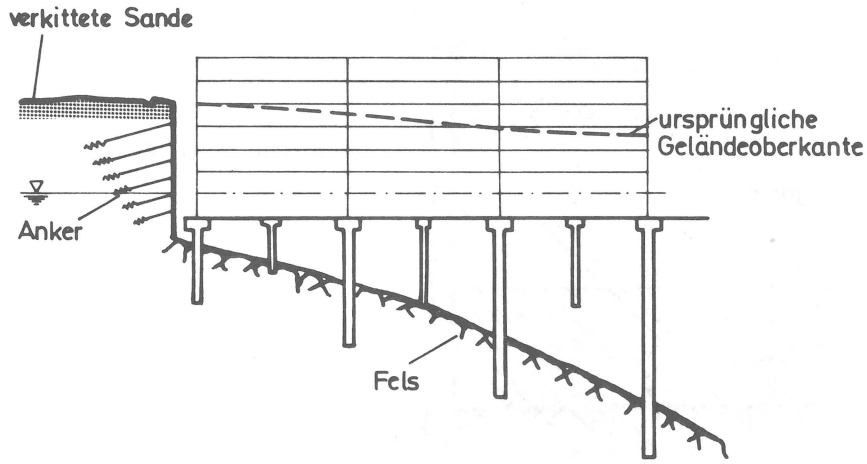


BILD 10 : Baugrube Bank of America, San Francisco
Wosser und Darragh (1970)

Verschiebung der Messpunkte in der Geländeoberfläche [cm]					
Horizontal	3,5		30		2,3
Vertikal	4,7		1,7		1,3

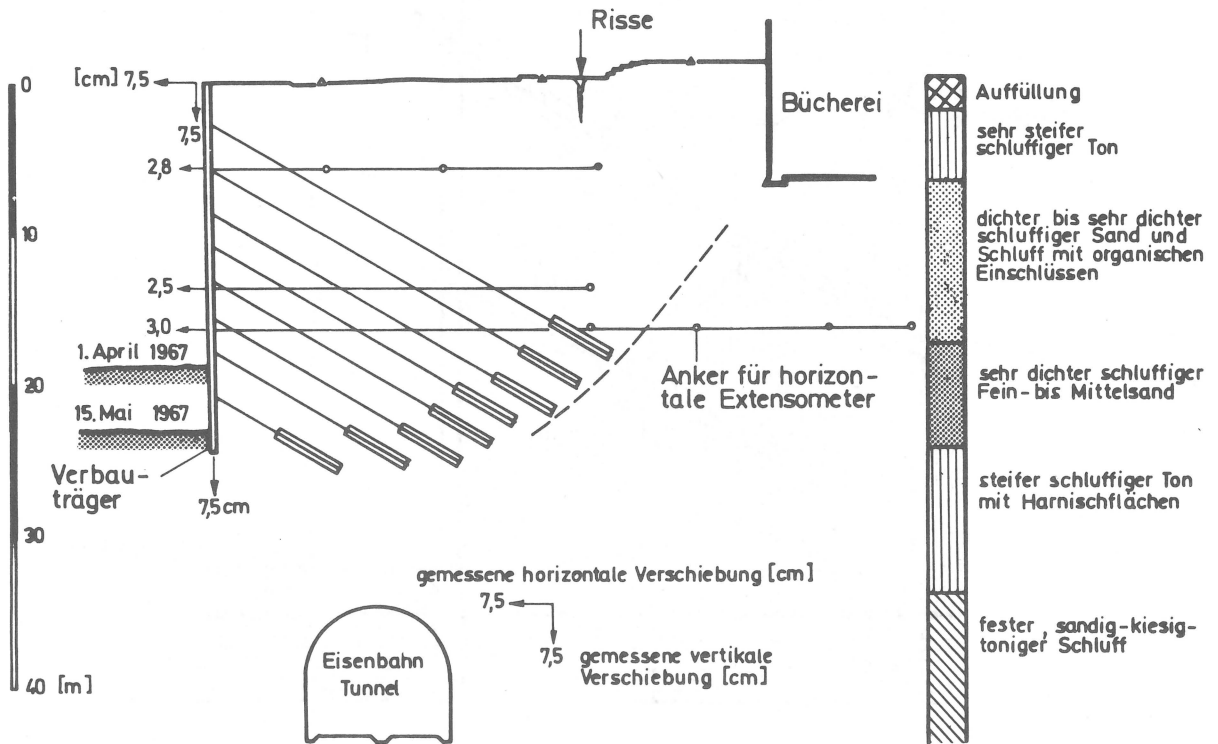


BILD 11 : Baugrube First National Bank of Seattle,
Shannon und Strazer (1970)

tikalschnitt durch die Baugrube (Bild 10) zeigt den Untergrundaufbau und die Ankeranordnung. Die gemessene mittlere Horizontalverschiebung am Wandkopf betrug hier weniger als 1 cm. Als Grund für die im Verhältnis zur Baugrubentiefe kleine Verschiebung wird der geringere Abstand zwischen Fels und Verankerungszone und die große Steifigkeit der verkitteten Sande angesehen.

Shannon und Strazer (1970) haben über die bis zu 24 m tiefe, 8-fach verankerte Baugrubenwand der First National Bank of Seattle berichtet. Der Untergrund im Bereich der Baugrube besteht aus sehr festem Ton, dicht gelagertem Sand und Schluff mit der im Bild 11 angegebenen Schichtenfolge. Bild 11 zeigt weiter die an der Oberfläche und mit Extensometern an der Baugrubenwand und im Boden gemessenen Verschiebungen in einem Beobachtungszeitraum von 6 Wochen. In dieser Zeit wurden die letzten 4 m der Baugrube ausgehoben. Die größten Verschiebungen in diesem Zeitraum wurden am Wandkopf mit jeweils 7,5 cm in horizontaler und vertikaler Richtung gemessen. Die Bewegungen sind mit dem beschleunigten Einbau der Gründungsplatte schnell abgeklungen. Besonders erwähnenswert erscheint die Tatsache, daß im Bürgersteig über der Verankerungszone Risse aufgetreten sind. Bei einer später beschriebenen Baugrube in Frankfurt wurden im gleichen Bereich Risse festgestellt. Peck (1969) berichtete, daß die vorher beobachteten Horizontalverschiebungen an dieser Baugrubenwand mit Ausnahme des Wandkopfes, an dem 4 cm Horizontalverschiebung gemessen wurden, kleiner als 1,3 cm waren.

Wilson (1970) berichtete über einen 18 m tiefen Straßeneinschnitt, dessen steile Böschungen rückwärtsverankert waren. Bei diesem Einschnitt waren die Horizontalverschiebungen im Boden so groß, daß die Auskleidung eines 10 bis 20 m unter der Sohle des Einschnitts liegenden Eisenbahntunnels gerissen ist und die Wände sich aufeinander zubewegt haben. Die gemessenen Verschiebungen bei diesem Einschnitt sind im Bild 12 dargestellt. Weitere Angaben über den Bauvorgang und die Bodenverhältnisse wurden nicht gemacht.

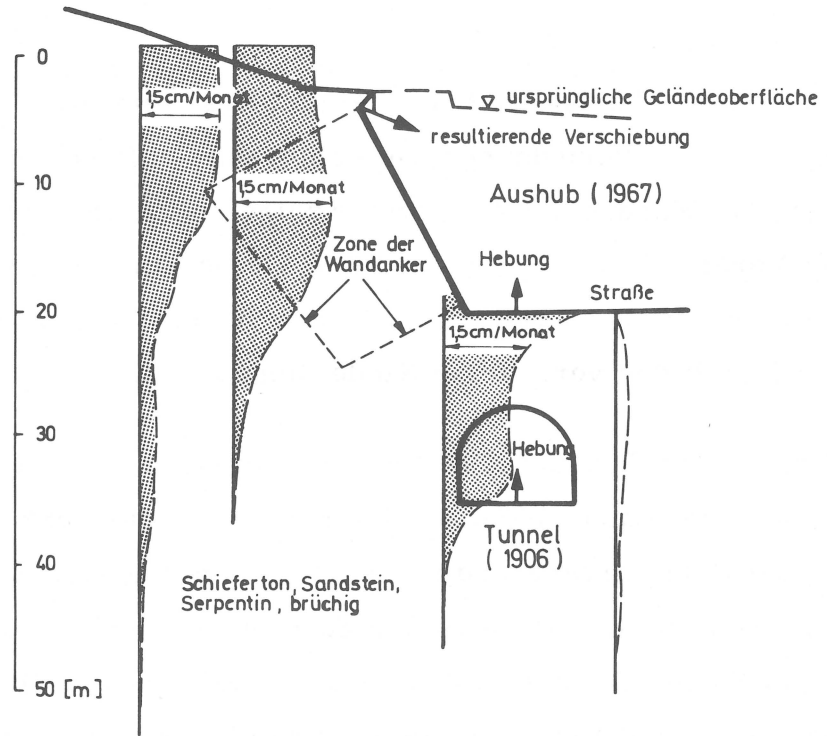


BILD 12 : Verschiebungen beim Potrero Tunnel, San Francisco, Wilson (1970)

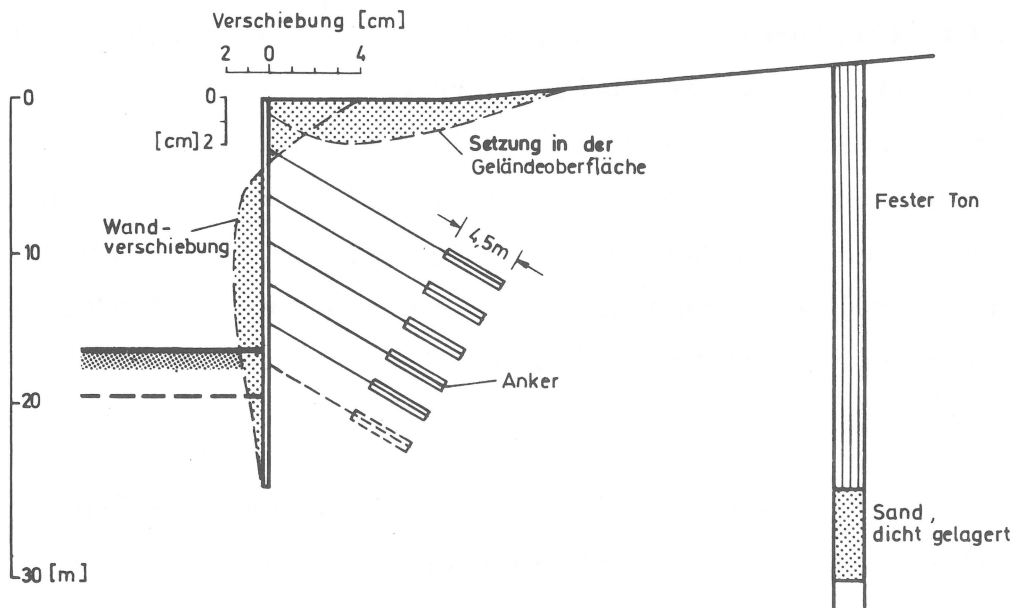


BILD 13 : Baugrubenwand Bank of California, Clough, Weber und Lamont (1972)

Im Frühjahr 1972 hat Clough auf einem Finite-Element-Symposium über die 20 m tiefe, 6-fach verankerte Baugrubenwand der Bank of California in Seattle berichtet. Der Untergrund besteht hier in den oberen 25 m aus stark überkonsolidiertem Ton, darunter folgen dicht gelagert Sande. Zum Zeitpunkt des Berichts im Februar 1972 waren 5 Ankerlagen eingebaut und die Baugrube hatte eine Tiefe von 16,5 m erreicht. Die mit Inclinomern vom Aushubbeginn an gemessenen Wandverschiebungen und Setzungen in der Geländeoberfläche sind in Bild 13 aufgetragen. Die Verschiebungen der Baugrubenwand und der Geländeoberfläche wurden auch mit einem FE-Programm berechnet. In dem Bericht wurden keine Angaben über die Bodenkennwerte gemacht, so daß kein Vergleich mit dem vom Verfasser dieser Arbeit entwickelten Rechenprogramm möglich ist.

Auf der Internationalen Baugrundtagung in Madrid hat James (1972) über eine 6,5 m tiefe, 2-fach verankerte Wand berichtet. Die gemessenen Verschiebungen sind in Bild 14 dargestellt. Die Verschiebungen sind wegen der geringen Wandhöhe nur klein. Die Form der Wandverschiebung wurde auch an anderen Verbauwänden festgestellt und sie gleicht den später mit der FE-Methode berechneten Verschiebungen.

Ebenfalls in Madrid hat Stump (1972) über eine 29 m tiefe, mit 21 Ankerlagen gesicherte Baugrubenwand der Baugrube für die Allianzversicherung in Stuttgart berichtet. Bild 15 zeigt die Ankeranordnung in einem Querschnitt durch die Baugrube. Über Verschiebungsmessungen an dieser Baugrubenwand wurde nichts berichtet. Nach eigenen Erkundigungen wurden keine exakten Verschiebungsmessungen durchgeführt.

Bild 16 zeigt das Baulos Ballindamm der U-Bahn Hamburg. Die 19 m tiefe, fünffach verankerte Baugrube für dieses Baulos liegt in der Binnenalster. Unter der Alstersohle stehen bis zu 4 m dicke

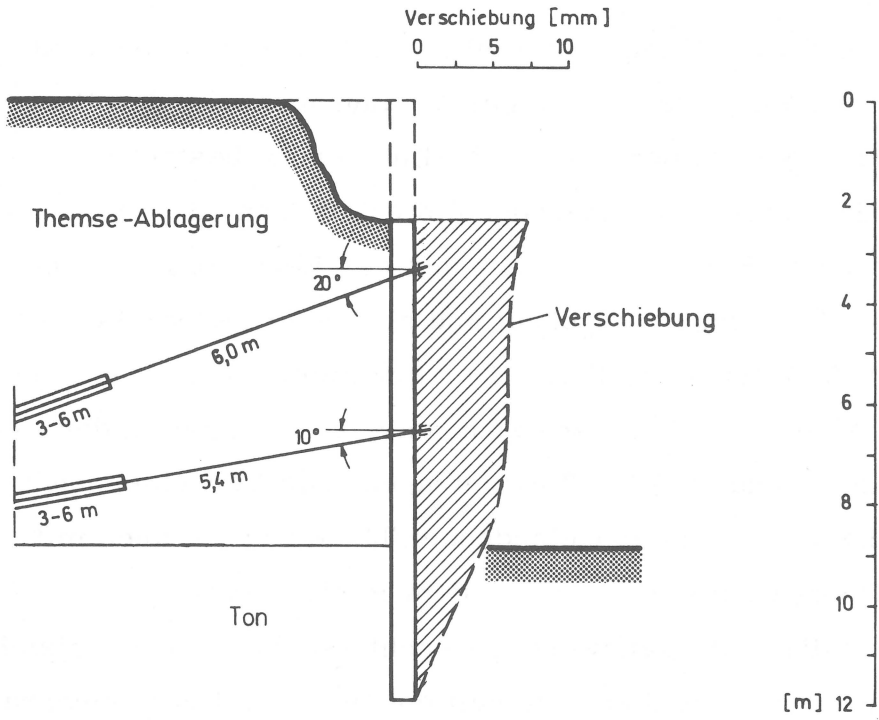


BILD 14 : Verankerte Schlitzwand London, James (1972)

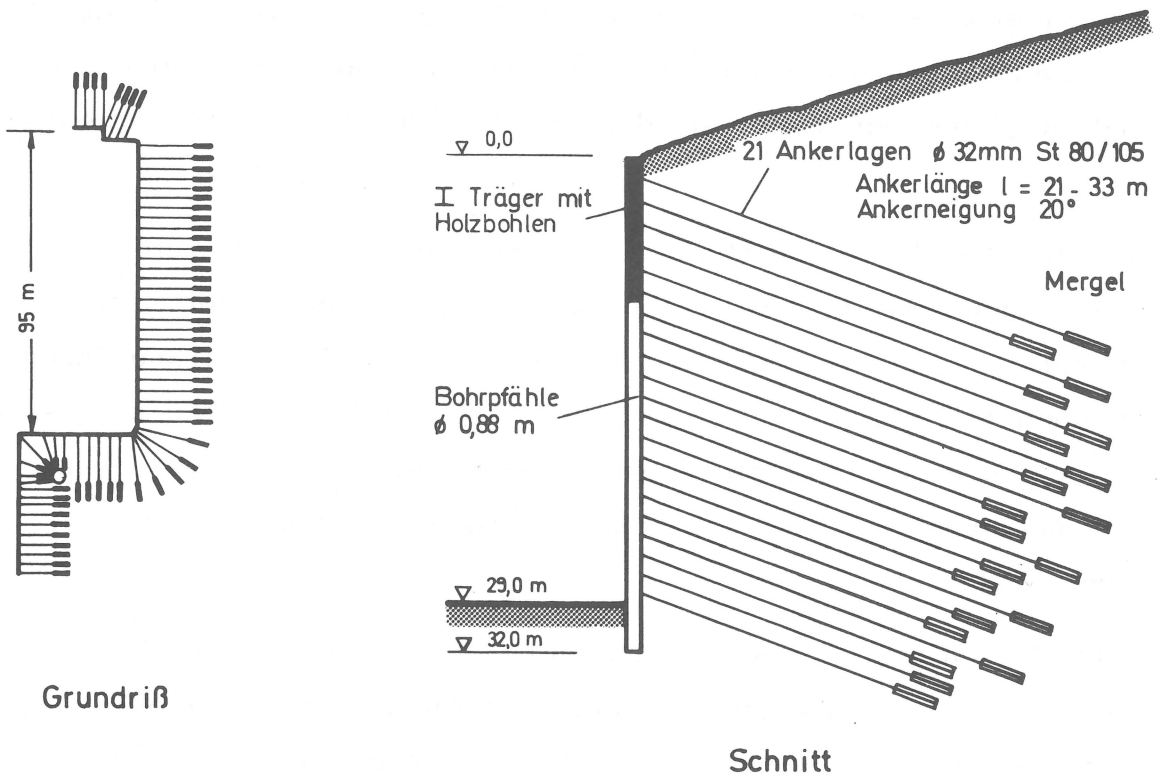
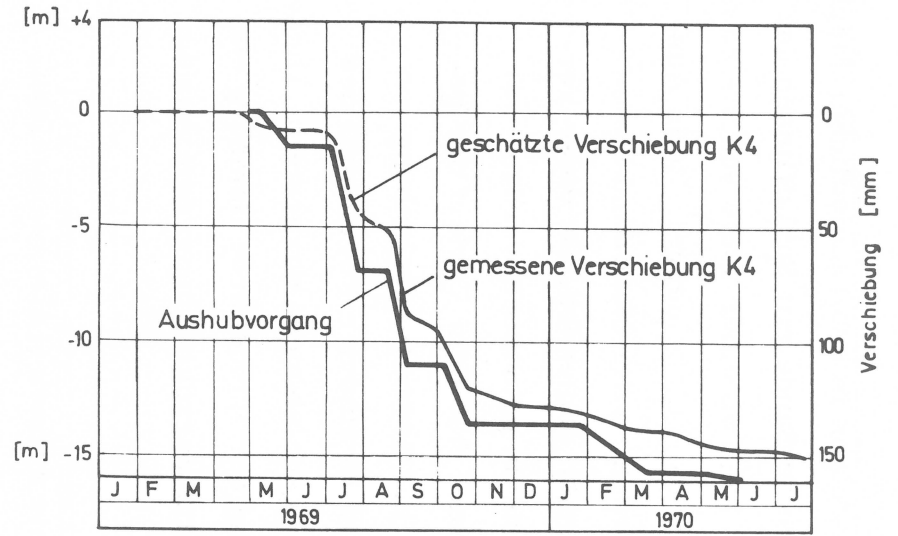
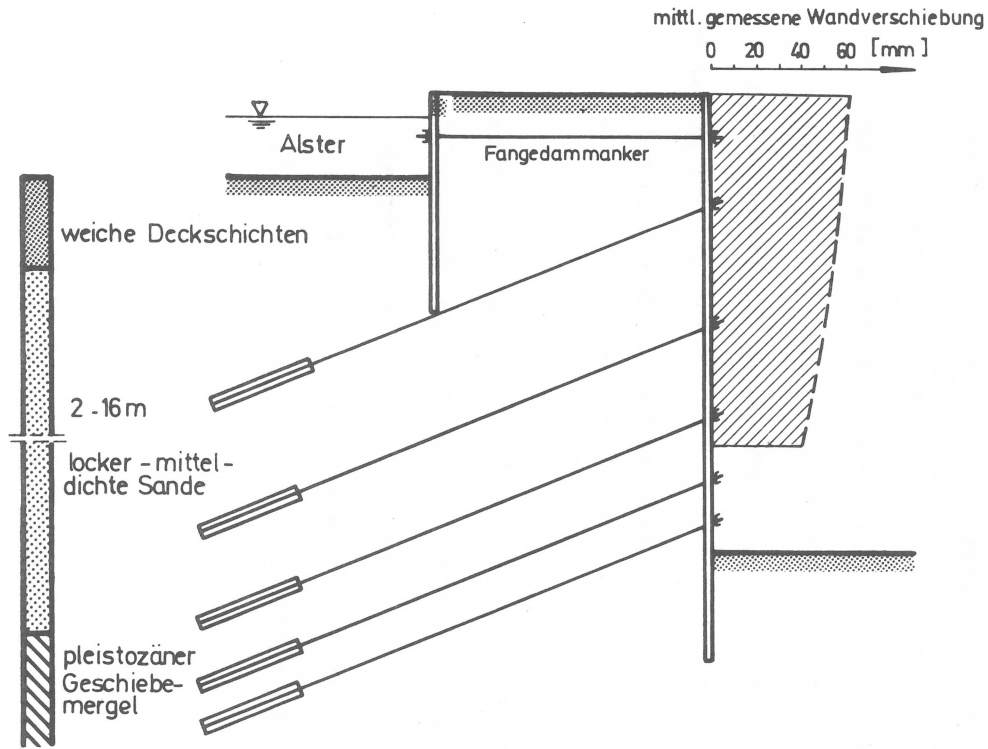


BILD 15 : Baugrube Allianz Stuttgart, Stump (1972)



LAGEPLAN

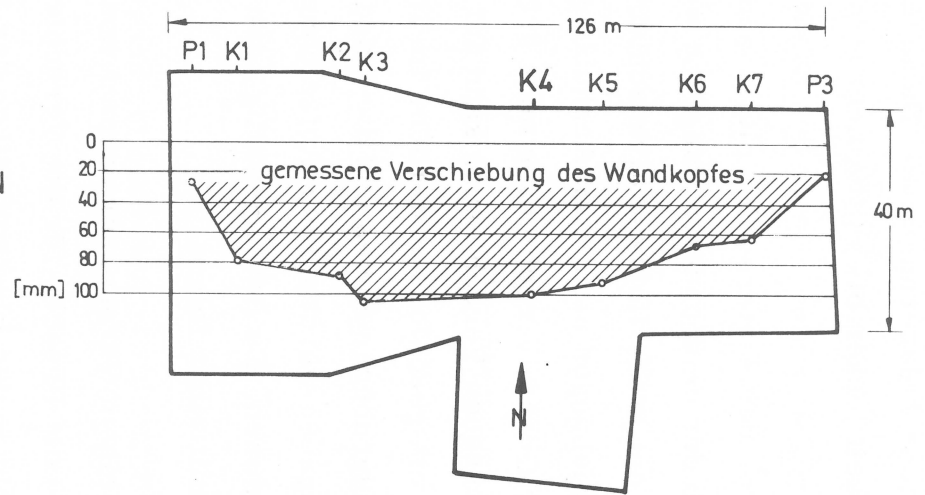


BILD 16 : Baugrube Ballindamm , Hamburg

weiche Ablagerungen an. Darunter folgen in unterschiedlicher Mächtigkeit locker bis mitteldicht gelagerte Sande mit Schlufflinsen und Geröllschichten. Unter den Sanden folgt ab einer Tiefe von 6 - 20 m unter der Alstersohle, pleistozäner Geschiebemergel. Beim Aushub der umspundeten Baugrube wurden an der Nordwand bis zu 10 cm große Horizontalverschiebungen gemessen. Da diese Verschiebungen nicht vom Aushubbeginn an gemessen wurden, war die Gesamtverschiebung noch größer. Aus dem Verlauf der gemessenen Verschiebung kann auf eine Gesamtverschiebung von 15 cm geschlossen werden. Im Bild 16 sind der Fortschritt des Baugrubenaushubes und die Wandverschiebungen dargestellt. Diese Angaben wurden einer Aufzeichnung der Baubehörde Hamburg entnommen. Es ist augenfällig, daß die Verschiebungen dem Aushub unmittelbar folgen.

In einem Versuchsprogramm konnte Jelinek (1970) nachweisen, daß die Ursache für die Verschiebungen dieser Baugrubenwände nicht in der Überschreitung der Bruchgrenze oder in Kriecherscheinungen der Einzelanker lagen. Da die Ankerkräfte trotz der großen Horizontalverschiebung der Baugrubenwand nicht wesentlich zugenommen haben, muß sich der Boden zwischen Baugrubenwand und Verankerungsbereich ebenfalls verschoben haben und der gesamte, durch die Anker zusammengespannte Bodenblock in die Baugrube hineingewandert sein.

Roth (1970) hat über eine 15 m tiefe verankerte Baugrube in Essen berichtet. Bei dieser Baugrube waren die Anker zum Teil in Fels verankert, so daß die gemessenen Verschiebungen weniger als 1 cm betragen. Das Bodenprofil, ein Schnitt durch die Baugrube und die gemessenen Verschiebungen sind in Bild 17 dargestellt.

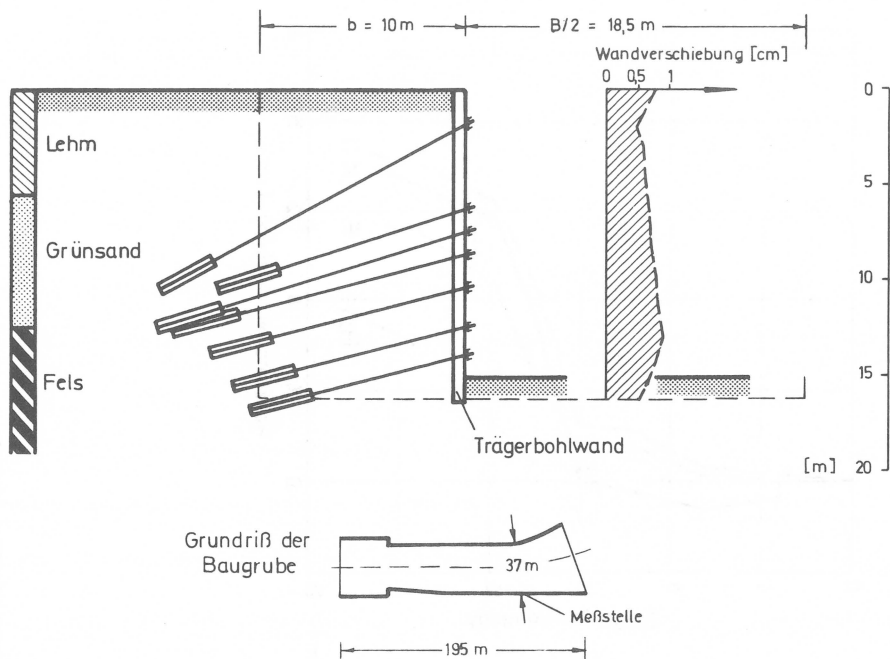


BILD 17 : Baugrube U-Strab Essen, Roth (1970)

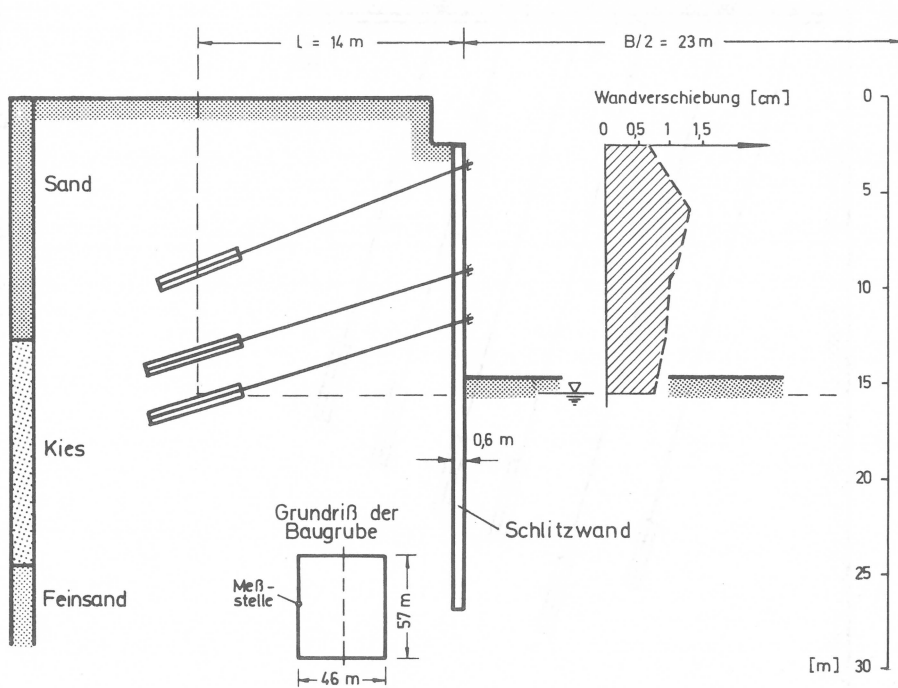


BILD 18 : Baugrube Trinkausbank Düsseldorf, Nendza und Klein (1973)

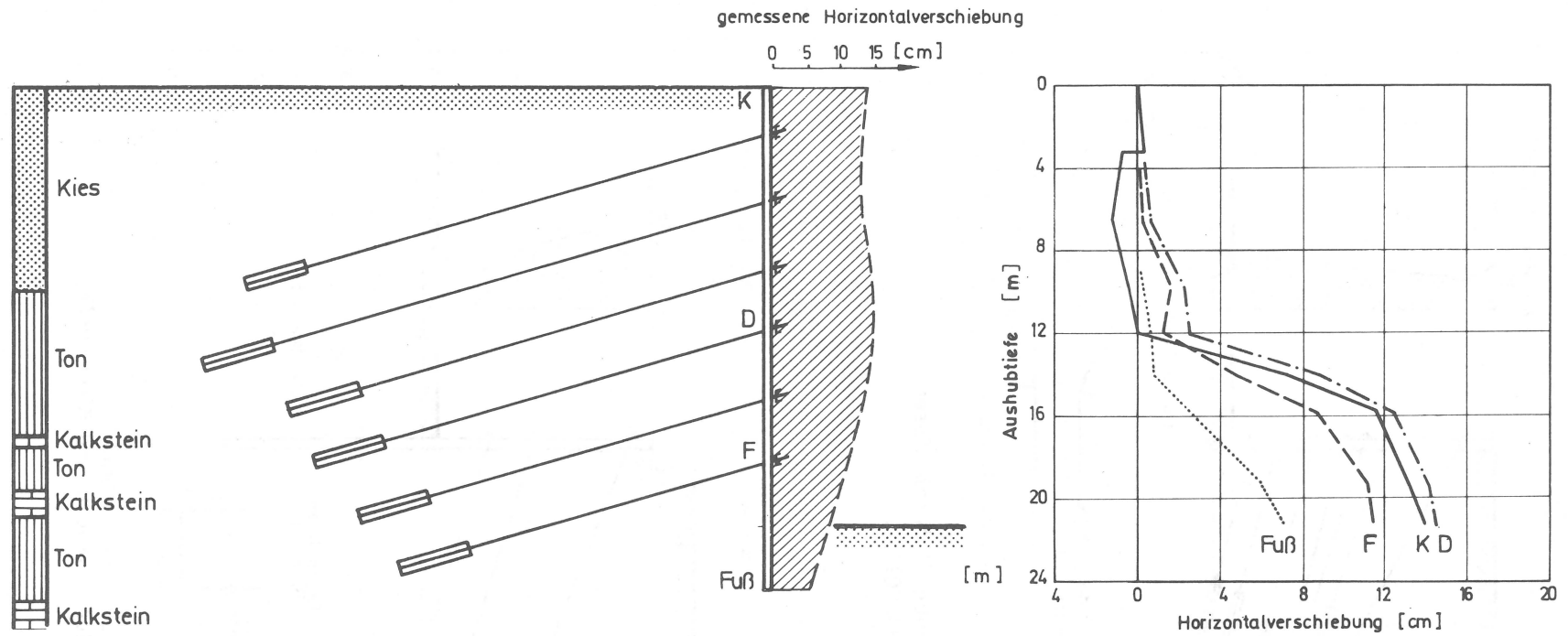


BILD 19 : Baugrube S- Bahn , Frankfurt / Main

Nendza und Klein (1973) berichteten über die 15 m tiefe, dreifach verankerte Baugrube der Trinkausbank in Düsseldorf. Der Untergrund besteht hier aus Kiesen und Sanden. Die Horizontalverschiebung der Baugrubenwand wurde von Aushubbeginn an gemessen. Die größte Verschiebung betrug 1,2 cm. In Bild 18 sind die gemessenen Verschiebungen, das Bodenprofil und ein Schnitt durch die Baugrubenwand angegeben.

Breth/Stroh (1970) und Breth/Romberg (1972) haben über eine 21 m tiefe, sechsfach verankerte Baugrube in Frankfurt berichtet. Bild 19 zeigt das Bodenprofil, einen Schnitt durch die verankerte Baugrubenwand und die Horizontalverschiebungen nach Erreichen des Endaushubs. Über das umfangreiche Meßprogramm bei der Herstellung dieser Baugrube wurde im Heft 14 der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt berichtet. Als wichtigstes Ergebnis der Verschiebungsmessungen können folgende Punkte genannt werden.

1. Die Wand hat sich weder um den Kopf noch um den Fuß gedreht, sondern sie hat sich über die ganze Höhe, etwa 14 cm parallel in die Baugrube hineinbewegt, wobei lediglich der Wandfuß etwas zurückgeblieben ist.
2. Die Horizontal- und Vertikalverschiebungen im Boden pflanzen sich bis weit hinter die Krafteinleitungsstrecke der Anker fort.
3. Die Wandverschiebungen folgen unmittelbar dem Aushub. Sie sind zunächst gering, ab 12 m nehmen sie schnell mit dem weiteren Baugrubenaushub zu.
4. Bei einer Unterbrechung des Aushubs verlangsamten sich die Bewegungen, aber es tritt kein Stillstand der Wandverschiebungen auf. Die Bewegungen werden erst durch den Einbau der Sohlplatte gestoppt.

5. Die größten Zerrungen sind über der Krafteinleitungsstrecke der Anker eingetreten. Hier sind teilweise klaffende Risse im Boden aufgetreten.

Durch eine Überprüfung der Ankerkräfte konnte nachgewiesen werden, daß eine Überschreitung der Tragfähigkeit der Einzelanker als Ursache für die Verschiebungen ausscheidet. Da große Verschiebungen bereits bei Baugrubentiefen auftraten, wo die Geländebruchsicherheit noch sehr groß war, scheidet ein beginnender Geländebruch ebenfalls als Ursache für die großen Verschiebungen aus. Die wesentliche Ursache für die Verschiebungen liegt in dem durch den Bodenaushub und die Verankerung geänderten Kräftegleichgewicht im Boden.

Breth und Romberg (1974) berichteten über eine weitere gleichtiefe verankerte Baugrube in Frankfurt, wo ein anderes Verfahren zur Ankerherstellung angewandt und Verschiebungen in der gleichen Größe gemessen wurden.

Auf der Baugrundtagung in Stuttgart haben Ostermayer und Werner (1972) und Otta (1972) über einige weitere Beispiele von verankerten Baugruben berichtet.

5. Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens

5.1 Bisher verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens bei der Finite-Element-Methode

Eines der Hauptprobleme bei der Berechnung von Verformungen im Boden ist der Ansatz einer sinnvollen Spannungs-Dehnungsbeziehung. Sie soll das Verformungsverhalten des Bodens bei Spannungsänderungen wirklichkeitsnah beschreiben und gleichzeitig für die praktische Berechnung brauchbar sein. Mit der Entwicklung von leistungsfähigen elektronischen Rechenanlagen wurden numerische Berechnungsverfahren entwickelt, die es ermöglichen, auch nicht-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen zu berücksichtigen.

Gleichzeitig mit der Entwicklung numerischer Rechenverfahren trat auch die Erforschung des Spannungs-Dehnungsverhaltens der Böden in den Vordergrund. Die Entwicklung auf diesem Gebiet ging in erster Linie von den USA und hier hauptsächlich vom MIT und der University of California, Berkeley und von Großbritannien, Cambridge, aus.

Zur Übersicht werden zunächst die wichtigsten bisher bei der Finite-Element-Methode verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Böden zusammengestellt und erläutert und danach geeignete Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die vorliegende Aufgabe aufgestellt.

Clough und Woodward (1967) haben die Spannungen- und Verschiebungen in einem Damm unter Berücksichtigung der verschiedenen Bauzustände nachgerechnet. Bei der Einführung der Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Boden wurde davon ausgegangen, daß der Volumenmodul K unabhängig vom Spannungszustand ist und das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens allein vom Schubmodul

repräsentiert wird. Der Schubmodul wurde jedoch nicht unmittelbar aus Versuchen bestimmt, sondern der Verformungsmodul wurde für jeden Lastschritt aus Dreiaxialversuchen ermittelt und daraus mit der Annahme eines konstanten Volumenmoduls die spannungsabhängige Querdehnungszahl errechnet. Am Rechenablauf kann der Aufbau der in die Berechnung eingeführten Spannungs-Dehnungsbeziehung leicht verfolgt werden.

Zunächst wurde der Volumenmodul K_0 aus der Beziehung

$$K_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu_0)(1-2\nu_0)}$$

bestimmt, wobei E_0 die Anfangsneigung der Lastsetzungskurve aus Dreiaxialversuchen für $\sigma_3 = 0$ und ν_0 die geschätzte Querdehnungszahl für diesen Spannungszustand sind. Mit diesen Anfangswerten E_0 und ν_0 wurde die erste Lage der Dammschüttung in der Rechnung simuliert. Die Spannungen aus diesem Berechnungsschritt dienen dann unter Voraussetzung von $\sigma_3 = \text{const}$ als Ausgangswerte für die Berechnung eines neuen Verformungsmoduls. Er wurde aus Lastsetzungskurven von Dreiaxialversuchen nach der Beziehung

$$E_{\text{neu}} = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon_1}$$

bestimmt.

Mit diesem Verformungsmodul und dem vorher berechneten konstanten Volumenmodul K_0 wurde danach eine neue Querdehnungszahl

$$\nu_{\text{neu}} = \frac{-1 + \sqrt{1 - 8\left(\frac{E_{\text{neu}}}{2K_0} - 1\right)}}{4}$$

berechnet. Die neu ermittelten Werte E_{neu} und ν_{neu} werden danach für die Berechnung der nächsten Teilschüttung benutzt. Dieser Vorgang von einzelnen linearen Rechenschritten wird sooft wiederholt,

bis die endgültige Dammhöhe erreicht ist. Der Vergleich der errechneten Spannungen und Verschiebungen mit diesem Stoffansatz stimmt mit den an einem Damm gemessenen Werten gut überein.

Girjavallabhan und Reese (1968) haben durch die Einführung von Oktaederspannungen auch den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens berücksichtigt. Grundlage der von ihnen in die Finite-Element Rechnung eingeführten Spannungs-Dehnungsbeziehung sind auch hier wieder Dreiaxialversuche, bei denen außer den Hauptspannungen und der Axialdehnung auch noch die Volumenänderung $\frac{\Delta v}{V}$ gemessen wurde. Für den Dreiaxialversuch errechnen sich die Oktaederspannungen und Dehnungen nach den Formeln :

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3)$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\gamma_{\text{oct}} = \frac{2\sqrt{2}}{3} \epsilon_1 (1+\nu)$$

Aus der gemessenen Volumendehnung $\frac{\Delta v}{V}$ kann die Querdehnungszahl ν als Funktion von ϵ_1 bestimmt werden

$$\nu = - \frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} .$$

Beim Dreiaxialversuch gilt

$$\frac{\Delta v}{V} = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$$

damit wird

$$\nu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta v}{V \epsilon_1} \right) .$$

Mit der von Kondner (1963) getroffenen und aus Versuchen bestätigten Annahme, daß das Verhältnis der oktaedralen Schubspannung τ_{oct} zur ursprünglichen oktaedralen Normalspannung $\sigma_{oct, initial}$ nur eine nichtlineare Funktion von γ_{oct} ist, wurde

$$G = \tau_{oct} / \gamma_{oct}$$

aus der in Bild 20 dargestellten Versuchskurve ermittelt. Mit G und γ kann danach die Pseudo-Elastizitätskonstante E_{neu} berechnet werden.

$$E_{neu} = 2G(1+\gamma) = 2 \frac{\tau_{oct}}{\gamma_{oct}} (1+\gamma)$$

Bei der von Girijavallabhan und Reese angewandten, von Zienkiewicz (1971) als Direct Iterative Approach bezeichneten Lösungsmethode für nicht-lineare Spannungs-Dehnungsprobleme ist es jedoch schwierig, die zweite Pseudoelastizitätskonstante ν für den jeweiligen Spannungszustand zu bestimmen. Die Autoren haben diese Schwierigkeit dadurch umgangen, daß sie für einen vorgegebenen Dehnungsbereich aus den Versuchen eine mittlere Querdehnungszahl ν bestimmt und dieses konstante ν in die Berechnung eingeführt haben.

Durch die Einführung von Oktaederspannungen werden alle drei Hauptspannungen in der Berechnung berücksichtigt. Da aber nur auf Dreiaxialversuche mit $\sigma_2 = \sigma_3$ zurückgegriffen werden kann, wird der Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Spannungs-Dehnungsverhalten nur formal erfaßt.

Der Vorteil der hier gewählten Lösungsmethode liegt darin, daß ohne Schwierigkeit auch mit größer werdenden Dehnungen ein Abfall der Scherfestigkeit berücksichtigt werden kann. Als großer Nachteil muß jedoch angesehen werden, daß eine Spannungs- und Dehnungsgeschichte sowie Ent- und Widerbelastungsvorgänge nicht berücksichtigt werden können.

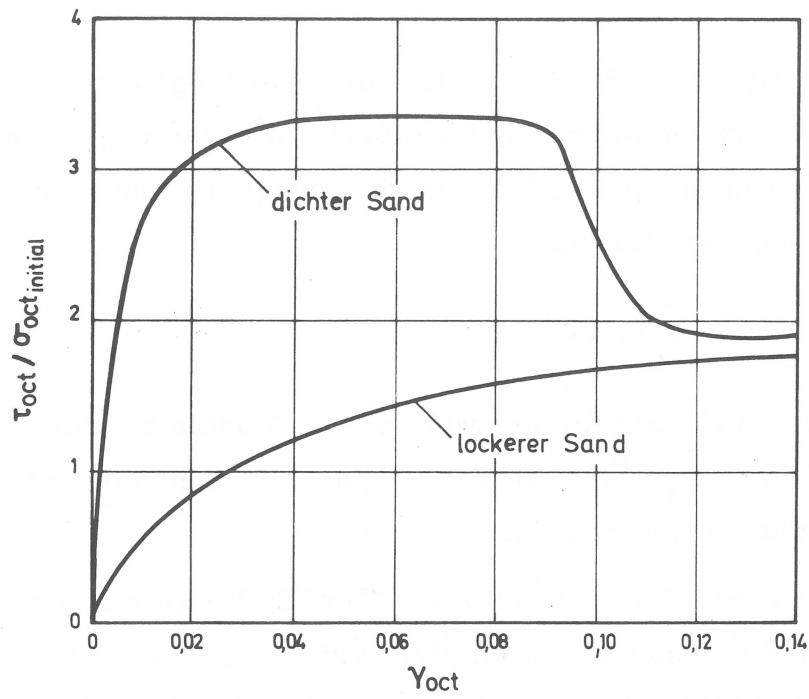


BILD 20 : Spannungs - Dehnungsverhalten von Sand

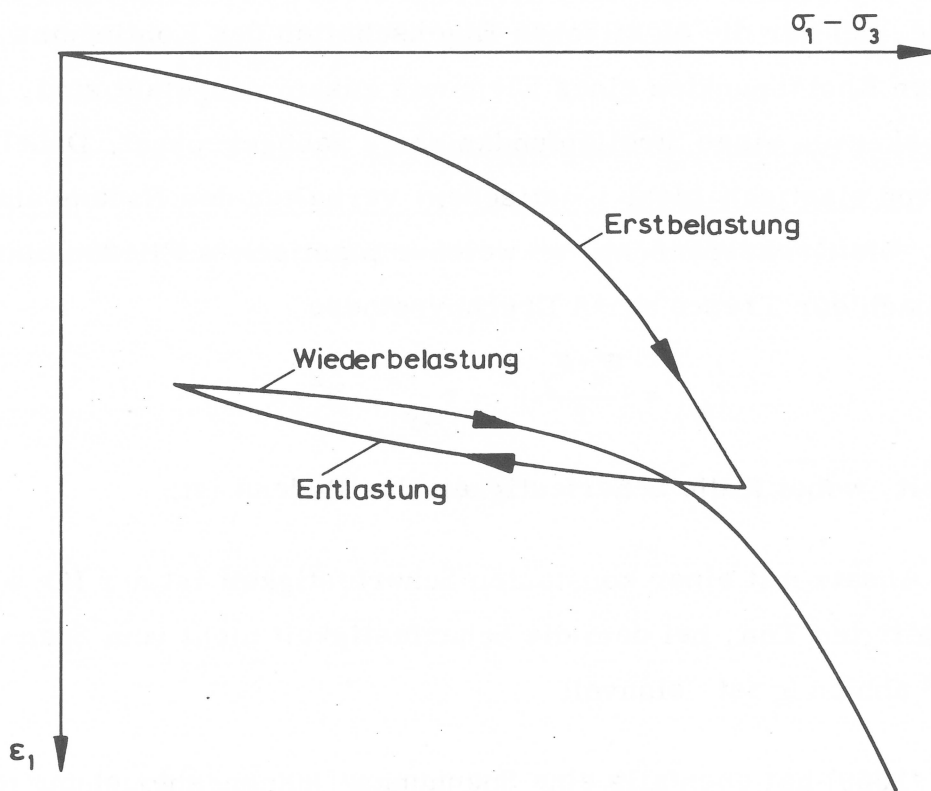


BILD 21: Last - Setzungskurve bei Be- und Entlastung

Huang (1968) hat mit einem FE-Programm die Spannungen und Verschiebungen im Halbraum unter einer kreisrunden Belastungsfläche untersucht. Dabei wurde das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens durch den Ansatz

$$E = E_0 (1 + \beta \epsilon)$$

berücksichtigt, wobei E_0 der Anfangswert des E-Moduls bei dem Spannungszustand $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$, ϵ die erste Spannungsvariante und β eine bodenmechanische Konstante ist.

Dieser Ansatz, bei dem der entscheidende Einfluß des Deviators auf das Spannungs-Dehnungsverhalten nicht erfaßt wird, ist nur sinnvoll bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen, wie sie auch bei den untersuchten Beispielen von durch Radlasten beanspruchten Fahrbahndecken auftreten.

Hoëg, Chritian und Whitman (1968) haben mit der Lumped-Parameter-Methode, bei der die elastischen Eigenschaften des Kontinuums in diskreten Knotenpunkten eines Elements zusammengefaßt sind, Lastsetzungskurven eines Streifenfundamentes nachgerechnet. Dabei wurde von elastisch-ideal-plastischem Verhalten des Bodens ausgegangen. Die Grenzspannung, ab welcher plastisches Fließen eintritt, wurde nach der Tresca'schen Bruchhypothese

$$f(\sigma) = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 - K^2 = 0$$

ermittelt, wobei K die Scherfestigkeit des Bodens ist.

Dieser Ansatz mit einer konstanten Scherfestigkeit ist nur für wassergesättigten Ton, bei dem die Scherfestigkeit nicht vom Spannungszustand abhängig ist, sinnvoll.

Malina (1969) hat ebenfalls eine Spannungs-Dehnungsbeziehung mit elastisch-ideal-plastischem Verhalten verwendet und damit die Span-

nungen und Verschiebungen unter einem Streifenfundament mit besonderer Berücksichtigung der Spannungsumlagerung infolge Überschreitung der Materialfestigkeit untersucht. Der Beginn des Plastizierens wurde aus der Mohr'schen Bruchbedingung ermittelt. Neben diesem Bruchkriterium können auch vorgegebene oder während der Berechnung neu entstehende Trennflächengefüge berücksichtigt werden. Bei den untersuchten Beispielen wurde angenommen, daß sich die plastischen Verformungen volumentreu vollziehen und keine Auflockerung oder Verdichtung beim Schervorgang auftritt.

Wibel (1971) und Meißner (1971) haben einen Potenzansatz für den Spannungstensor

$$\sigma_{ij} = A_0 \delta_{ij} + A_1 \epsilon_{ij} + A_2 \epsilon_{il} \epsilon_{lj}$$

verwendet, wobei

$$A_m = A_m(J_1, J_2, J_3) \quad m = 0, 1, 2$$

Funktionen der Dehnungsinvarianten

$$J_1 = \epsilon_{i,i}, \quad J_2 = \epsilon_{ij} \epsilon_{ij}, \quad J_3 = \epsilon_{il} \epsilon_{lj} \epsilon_{ji}$$

sind. Bei der Berücksichtigung aller Ausdrücke, die Dehnungen bis zur dritten Ordnung enthalten, ergibt sich daraus ein Stoffgesetz mit 12 Konstanten. Zur besseren Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens wurde das Stoffgesetz noch in 2 Bereiche aufgeteilt. Im ersten Bereich wird das Spannungs-Dehnungsverhalten bis zum Erreichen des Größtwertes der Spannungen (Peak-Point) beschrieben und im zweiten Bereich der Teil der σ - ϵ -Kurve, wo die Spannungen mit zunehmender Dehnung wieder abnehmen. Damit werden für die Beschreibung einer monotonen Belastungsänderung 24 Konstanten erforderlich. Die 24 Konstanten wurden aus Dreiaxialversuchen mit geschmierter Endfläche und aus Ödometerversuchen ermittelt.

Mit diesem Stoffansatz wurde ein großer Dreiaxialversuch und die Spannungsverteilung unter einem kreisrunden Modellfundament nachgerechnet. Dabei wurde auch bei großen Dehnungen, die im dicht-gelagerten Sand mit einer Auflockerung verbunden sind, eine gute Übereinstimmung von Versuchen und Rechenergebnissen erzielt. Der Vorteil des allgemeinen Ansatzes für die Spannungs-Dehnungsbeziehung liegt darin, daß hier auch die Auflockerung und der Abfall der Scherfestigkeit berücksichtigt werden können.

Wegen der großen Anzahl der benötigten Stoffparameter erscheint diese Spannungs-Dehnungsbeziehung für die Anwendung auf praktische Beispiele wenig geeignet.

Am MIT (1972) wurde eine ausgesteifte Baugrube nachgerechnet und mit Messungen verglichen. Die aus ebenen Verformungsversuchen bestimmte Spannungs-Dehnungslinie für einen Ton wurde durch ein Polynom angenähert und der Verformungsmodul für bereichsweise Linearisierung nach der Gleichung

$$E = 0,75 \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_i - (\sigma_1 - \sigma_3)_{i-1}}{\epsilon_{\text{axial}_i} - \epsilon_{\text{axial}_{i-1}}}$$

bestimmt. Darin gibt der Index i die Größe des Deviators und der Axialdehnung am Ende des letzten betrachteten Lastschrittes und der Index $i-1$ die entsprechenden Werte am Ende des vorletzten Lastschrittes an. Zur Erfassung der Anisotropie wurde der Verformungsmodul aus Versuchen mit aktiven und mit passiven Verformungsbedingungen bestimmt. Der maßgebende Verformungsmodul E_{Θ} wurde nach dem Ansatz

$$E_{\Theta} = E_H - (E_H - E_V) \cos^4 \Theta$$

festgelegt.

θ gibt hier die Richtung der Hauptspannung an und E_H und E_V sind die Verformungsmoduli aus Versuchen mit aktiven und passiven Verformungsbedingungen.

Zum Vergleich wurden die Berechnungen auch noch für einen konstanten und einen mit der Tiefe zunehmenden Verformungsmodul sowie für eine durch 2 Geraden angenäherte bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung durchgeführt und gegenübergestellt. Der Volumenmodul wurde bei allen Berechnungen konstant angenommen.

Für den Boden wurde elastisches Verhalten angenommen, so daß keine Vorgänge mit einem Lastwechsel und damit verbundenen plastischen Dehnungen untersucht werden können.

Duncan und Chang (1970) haben auf der Grundlage von Dreiaxialversuchen eine Spannungs-Dehnungsbeziehung entwickelt, welche für die Berechnung praktischer Beispiele mit der FE-Methode besonders geeignet erscheint. Durch einen hyperbolischen Ansatz von Kondner (1963) und einen Potenzansatz von Janbu (1963) für die Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungslinie vom Seitendruck σ_3 wurden die Druck-Setzungslinien von Dreiaxialversuchen analytisch erfaßt. Aus den Druck-Setzungslinien von Dreiaxialversuchen wurde mit der Annahme, daß die Spannungsänderung bei konstantem σ_3 erfolgt, der Verformungsmodul abgeleitet.

$$E = \left(1 - \frac{R_f(1 - \sin \rho) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \rho + 2 \sigma_3 \sin \rho} \right)^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Über die 5 Stoffparameter c , ρ , R_f , K und n , die alle aus einfachen Dreiaxialversuchen bestimmt werden, wurde damit eine Beziehung zwischen dem Verformungsmodul und dem Spannungszustand hergestellt.

Durch die Einführung einer weiteren Spannungs-Dehnungsbeziehung können auch Ent- und Wiederbelastungsvorgänge erfaßt werden. Für die Ent- und Wiederbelastung wurde der Ansatz

$$E_w = K_w p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_w}$$

eingeführt. Hier ist der Verformungsmodul nur von σ_3 abhängig. Die Unterscheidung von Be- und Entlastung erfolgte nach der Größe des Deviators. Die Querdehnungszahl ν wurde in der Berechnung konstant angenommen.

Kullhawy, Duncan und Seed (1969) haben aus Dreiaxialversuchen mit Volumenmessung für die Querdehnungszahl ν eine ähnliche spannungsabhängige Beziehung wie für den Verformungsmodul abgeleitet.

$$\nu = \left(\frac{G - F \cdot \log(\sigma_3/p_a)}{1 - \frac{d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \rho)}{2 c \cos \rho + 2 \sigma_3 \sin \rho} \right)}} \right)^2$$

Zu den 5 Parametern, die für die Beschreibung des Verformungsmoduls erforderlich sind, kommen hier noch drei weitere Parameter G , F und d dazu.

Mit diesem Stoffansatz wurde eine Reihe von bodenmechanischen Problemen untersucht. Duncan und Chang (1970) haben ein Streifenfundament, Dunlop und Duncan (1970) die Stabilität einer abgegrabenen Böschung und Chang und Duncan (1970) die Verschiebungen einer 70 m tiefen geböschten Baugrube nachgerechnet. Duncan und Clough (1971) ahmten in der Berechnung den Bau einer Schleuse, Clough und Duncan (1970) den Bau einer Stützmauer nach. Kulhawy und Duncan (1972) haben mit der gleichen Berechnungsmethode eine Dammschüttung simuliert. Bei allen Arbeiten hat sich der Stoffansatz bewährt und es wurde eine gute Übereinstimmung von Rechnung und Messung gefunden.

Die wichtigsten bisher in den USA veröffentlichten Untersuchungen nach der FE-Methode aus dem Gebiet des Grundbaus wurden kürzlich von Clough (1972) in einem State of the Art Report an Hand von Beispielen zusammengestellt.

5.2 Verschiedene Spannungswege im Boden beim Aushub der verankerten Baugrube

Das Verformungsverhalten des Bodens ist entscheidend von der Spannungsgeschichte und vom Spannungsweg abhängig. Last-Setzungslinien von einfachen Ödometerversuchen und Dreiaxialversuchen (Bild 21) machen diesen Unterschied deutlich und zeigen, daß sich die Neigung der Last-Setzungslinie und damit der Verformungsmodul beim gleichen Spannungszustand, in Abhängigkeit von der Spannungsgeschichte, wesentlich unterscheidet. Die Last-Setzungslinie für Ent- und Wiederbelastung verläuft viel flacher als die für Erstbelastung. Aber auch bei der Belastung spielt es eine große Rolle, ob die Beanspruchung im Boden durch Verminderung von σ_3 oder durch Steigerung von σ_1 hervorgerufen wird. Breth und Schuster (1971) haben diesen Einfluß des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten an einem Sand in großen Dreiaxialversuchen untersucht. Dabei wurden die Sand-Proben einmal bei konstanter vertikaler Last durch Verminderung des Seitendruckes und zum anderen bei konstantem Seitendruck σ_3 durch Steigerung von σ_1 bis zum Bruch belastet. Bei diesen Spannungswegen unterscheiden sich die Verformungsmoduli bei gleichen Spannungszuständen ganz erheblich.

Zum Überblick werden hier die verschiedenen, beim Baugrubenaushub auftretenden Spannungswege im Boden erläutert und entsprechenden Dreiaxialversuchen zugeordnet. Bei dieser Betrachtung wird davon ausgegangen, daß im Boden der Ruhedruckbeiwert λ_0 kleiner als 1 ist.

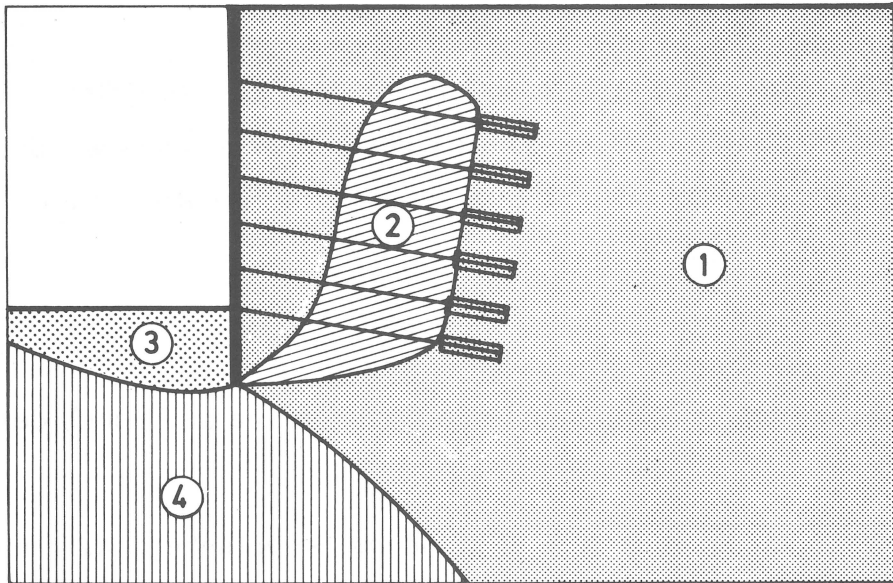


BILD 22: Unterschiedliche Spannungswege im Boden beim Aushub verankerter Baugruben

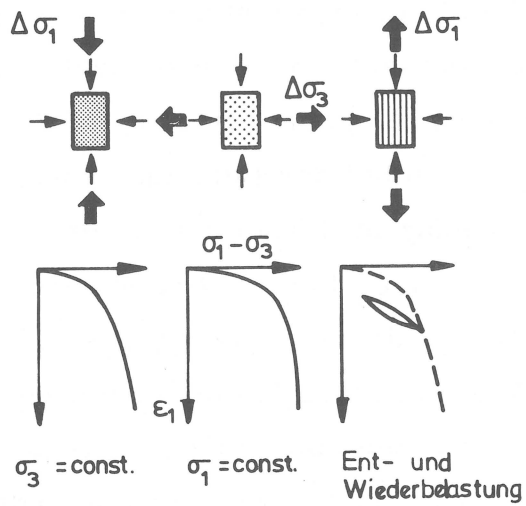


BILD 23: Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens

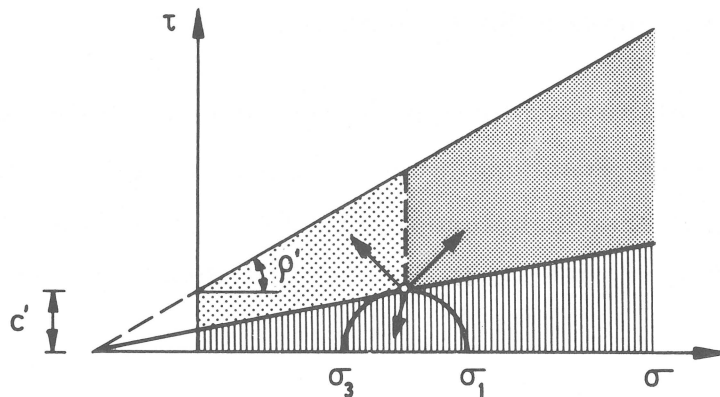


BILD 24: Kriterien für unterschiedliche Spannungswege

Für die verankerte Baugrube sind im Bild 22 die Bereiche im Boden mit unterschiedlichem Spannungsweg exemplarisch dargestellt. Dieses Bild dient nur zur Erläuterung der verschiedenen Spannungswege. Im Rechenprogramm wird nach jedem Rechenschritt für jedes Element geprüft, welcher der hier gezeigten Spannungswege jeweils maßgebend ist.

Im Bereich 1 bleiben die Vertikalspannungen aus dem Bodeneigengewicht nahezu konstant. Die Horizontalspannungen werden im Boden hinter der Baugrubenwand durch die Wandverschiebung und im Boden hinter den Ankern durch die Einleitung der Ankerkräfte, die mit einer Verschiebung des durch Anker zusammengepressten Bodenkörpers verbunden ist, vermindert. Die Verminderung der Horizontalspannung kann soweit gehen, bis der aktive Bruchzustand im Boden eintritt. Das Verformungsverhalten des Bodens bei dieser Spannungsänderung kann aus Dreiaxialversuchen, bei denen die Vertikalspannung σ_1 konstant gehalten und der Seitendruck σ_3 vermindert wird, ermittelt werden.

Im Bereich 2, dem Boden vor der Krafteintragungstrecke der Anker, bleiben die Vertikalspannungen ebenfalls nahezu konstant. Die Horizontalspannungen werden dagegen durch die Einleitung der Ankerkräfte in den Boden vergrößert. Für das Verformungsverhalten des Bodens in diesem Bereich sind Dreiaxialversuche, die mit einem Spannungsverhältnis von λ_0 anisotrop konsolidiert wurden und bei konstanter Vertikalspannung σ_1 durch zunehmenden Seitendruck σ_3 belastet werden, maßgebend. Bei dieser Spannungsänderung wird die Beanspruchung des Bodens vermindert und damit als Entlastung betrachtet.

Im Bereich 3 werden die Vertikalspannungen durch den Bodenaushub vermindert und gleichzeitig die Horizontalspannungen durch die

Wandverschiebung erhöht. Zu Beginn des Bodenaushubs ist dabei die Wandverschiebung noch klein, so daß sich die Horizontalspannung nur wenig ändert. Die Verminderung der Vertikalspannung durch den Bodenaushub legt zu diesem Zeitpunkt im wesentlichen die Art der Spannungsänderung fest. Hierdurch wird die Beanspruchung des Bodens vermindert und die Spannungsänderung entspricht damit einer Entlastung. Sie kann in Dreiaxialversuchen, die anisotrop bei einem Hauptspannungsverhältnis von λ_0 konsolidiert worden sind, durch eine Verminderung der größten Hauptspannung σ_1 simuliert werden.

Danach wird die Horizontalspannung zur größten Hauptspannung und die Beanspruchung wird wieder größer, bis sie den ursprünglichen Größtwert erreicht. Bis dahin kann die Spannungsänderung als Wiederbelastung aufgefaßt werden. Sie wird im vorher beschriebenen Versuch durch eine weitere Verminderung der Vertikalspannung, die ursprünglich größte und jetzt kleinste Hauptspannung ist, nachgeahmt.

Ab einer bestimmten Aushubtiefe wird die Wandverschiebung für die weitere Spannungsänderung vorherrschend. Die Belastung des Bodens durch die Wandverschiebung kann soweit gehen, bis unter passiven Verhältnissen der Bruch im Boden erfolgt. Das Verformungsverhalten bei diesem Spannungsweg kann näherungsweise aus Dreiaxialversuchen, bei denen der Seitendruck σ_3 konstant bleibt und die größte Hauptspannung σ_1 gesteigert wird, bestimmt werden.

Der Bereich 4 ist in erster Linie durch die Entlastung des Bodenaushubs gekennzeichnet. Hier werden die Vertikalspannungen vermindert, während die Horizontalspannungen nahezu konstant bleiben. Dabei wird die Beanspruchung des Bodens vermindert. Das Verformungsverhalten bei dieser Spannungsänderung wird von anisotrop konsolidierten Dreiaxialversuchen, die bei konstantem σ_3

durch Verminderung von σ_1 entlastet werden, beschrieben. Im folgenden Abschnitt wird gezeigt, wie das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens bei diesen unterschiedlichen Spannungswegen aus Versuchen ermittelt und im Rechenprogramm berücksichtigt wurde.

5.3 Im Rechenprogramm verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens

Der Einfluß der Spannungsgeschichte und des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten des Bodens wird im Rechenprogramm mit 3 simultan gültigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen berücksichtigt. Dabei wird einmal zwischen Belastungs- und Ent- oder Wiederbelastungsvorgängen unterschieden und zum anderen wird bei der Belastung noch einmal geprüft, ob sich σ_1 oder σ_3 mehr ändern und danach die entsprechende Spannungs-Dehnungsbeziehung bestimmt.

In der vorliegenden Arbeit wird die verankerte Baugrube als ebenes Verformungsproblem behandelt. Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens müßte dafür aus ebenen Biaxialversuchen bestimmt werden.

Mit dem Frankfurter Ton sind ebene Verformungsversuche schwer zu realisieren und es werden daher Dreiaxialversuche zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen herangezogen. Der Vergleich der Rechnung mit Messungen muß zeigen, ob die aus Dreiaxialversuchen gewonnenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei den hier behandelten Aufgaben brauchbar sind.

Die verschiedenen Dreiaxialversuche zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind in Bild 23 dargestellt.

Die erste Spannungs-Dehnungsbeziehung wird aus Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck σ_3 und zunehmender Vertikalspannung σ_1 bestimmt. Die zweite Spannungs-Dehnungsbeziehung aus entsprechenden Versuchen, wobei σ_1 konstant gehalten und σ_3 vermindert wird. Die dritte Beziehung gilt für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge. Dafür wird die Bodenprobe nach einer Vorbelastung entlastet und bis zum ursprünglichen Spannungszustand wiederbelastet.

Im Rechenprogramm werden Spannungsänderungen, bei denen die Beanspruchung des Bodens gesteigert wird, als Belastung und Spannungsänderungen, bei denen die Beanspruchung vermindert wird, als Ent- oder Wiederbelastung aufgefaßt. Als Kriterium für die Unterscheidung wurde der stress-level gewählt (Bild 24). Als stress-level wird hier die Tangente vom Schnittpunkt der Mohr'schen Bruchgeraden mit der σ -Achse an den Spannungskreis bezeichnet. Maßgebend für den stress-level in einem Element ist die bis zu diesem Augenblick steilste, je erreichte Neigung. Bei monotoner Belastung wird an Hand der Spannungsänderung des letzten Lastschrittes geprüft, welches Stoffgesetz jeweils maßgebend ist. Alle Spannungskreise, die unter dem stress-level liegen, werden als Ent- oder Wiederbelastung aufgefaßt. Spannungsänderungen, die dazu führen, daß die Scherfestigkeit mehr ausgenutzt wird, werden als Belastung aufgefaßt. Je nachdem, ob sich im letzten Belastungsschritt σ_1 oder σ_3 mehr geändert hat, wird danach der Spannungsweg bei der Belastung noch berücksichtigt und die entsprechende Spannungs-Dehnungsbeziehung festgelegt.

Duncan et al. (1970) haben als Kriterium für die Unterscheidung von Ent- und Belastungsvorgängen die Deviatorspannung herangezogen. Alle Spannungsänderungen, bei denen sich die Deviatorspannung verkleinert, wurden als Ent- oder Wiederbelastung betrachtet. Der Nach-

teil bei diesem Kriterium liegt darin, daß sich der Boden bei einer Verminderung der allseitigen Spannung dem Bruchzustand nähern kann und diese Spannungsänderung dennoch als Entlastung aufgefaßt wird. Bei der oben gezeigten Verwendung des stress-level wird dieser Nachteil ausgeschaltet.

Zur analytischen Erfassung der Spannungs-Dehnungslinien aus Dreiaxialversuchen wurde der Ansatz von Duncan und Chang (1970) verwendet und für Spannungsänderungen mit konstantem σ_1 und abnehmendem σ_3 erweitert. In Anbetracht aller notwendigen Vereinfachungen für den Boden wurde diesem Ansatz vor einem Polynomansatz höherer Ordnung, wie er zum Beispiel von Desai (1971) verwendet wurde, hier der Vorzug gegeben. Durch einen Polynomansatz kann zwar eine versuchsmäßig ermittelte Kurve gut angenähert werden, aber die natürlichen Unregelmäßigkeiten des Bodens rechtfertigen den damit verbundenen Aufwand nicht und täuschen eine tatsächlich nicht vorhandene Genauigkeit vor.

Bei der Ermittlung der Stoffparameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus den Versuchen wird von einem homogenen Spannungszustand ausgegangen. Beim Dreiaxialversuch wird der homogene Spannungszustand durch die Behinderung der Dehnung in den Stirnflächen gestört. Dieser Einfluß wurde von Meissner (1971) eingehend untersucht. Bei kleinen Dehnungen, wie sie bei den hier behandelten Aufgaben in den größten Bereichen des Bodens auftreten, ist die Störung jedoch gering und kann unbeachtet bleiben.

Im Folgenden wird der im Rechenprogramm verwendete Ansatz für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen und die Ermittlung der Stoffparameter erläutert.

Kondner (1963) und Kondner und Zelasko (1963) haben gezeigt, daß die Spannungs-Dehnungskurven von Dreiaxialversuchen sowohl für

bindige als auch für nicht bindige Böden mit guter Näherung analytisch in Form von Hyperbeln ausgedrückt werden können. Die Gleichung der von Kondner verwendeten Hyperbel lautet

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon}, \quad (1)$$

wobei σ_1 und σ_3 die Hauptspannungen, ε die Axialdehnung und a und b Stoffparameter sind. Der Wert $\frac{1}{a}$ entspricht dem Anfangstangentenmodul und $\frac{1}{b}$ gibt die Asymptote an die Hyperbel an. Durch die Umformung

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon \quad (2)$$

und eine Achsentransformation wird die Hyperbel entsprechend Bild 25 als Gerade abgebildet. Die Parameter a und b werden als Ordinate im Koordinatenursprung und als Neigung der Geraden dargestellt.

Die Asymptote an die Hyperbel gibt die Größe der Bruchspannung an, wobei die Hauptspannungsdifferenz $(\sigma_1 - \sigma_3)$ als Bruchspannung definiert wird. Da die Hyperbel für endliche Werte von ε die Asymptote nie erreicht, wird die Bruchspannung in der Form

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_b = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (3)$$

mit der Asymptote verknüpft. Darin sind $(\sigma_1 - \sigma_3)_b$ die aus Versuchen ermittelte Hauptspannungsdifferenz beim Bruch, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ die rechnerische Bruchfestigkeit für unendlich große Dehnungen und R_f ein Abminderungsfaktor, der das Verhältnis von rechnerischer und tatsächlicher Bruchspannung angibt. Kullhawy, Duncan und Seed (1969) haben an einer großen Anzahl von Versuchen gezeigt, daß R_f im wesentlichen unabhängig vom allseitigen Druck σ_3 ist und zwischen 0,75 und 1,00 liegt.

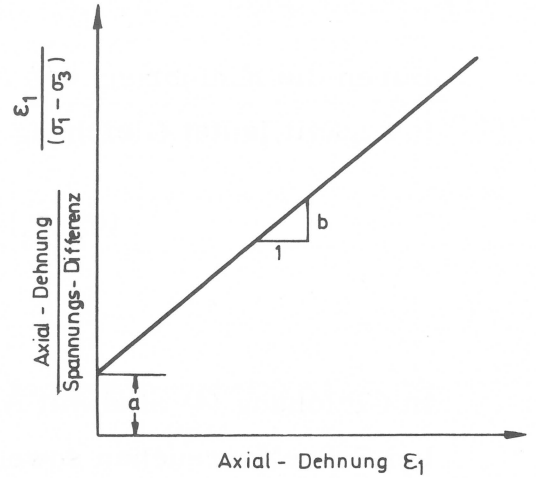
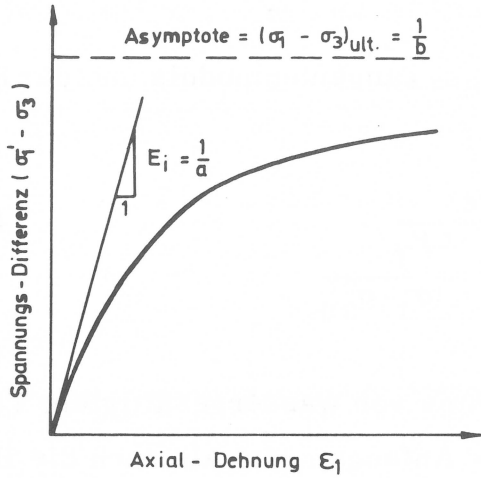


BILD 25 : Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung

Transformierte hyperbolische Spannungs - Dehnungsbeziehung

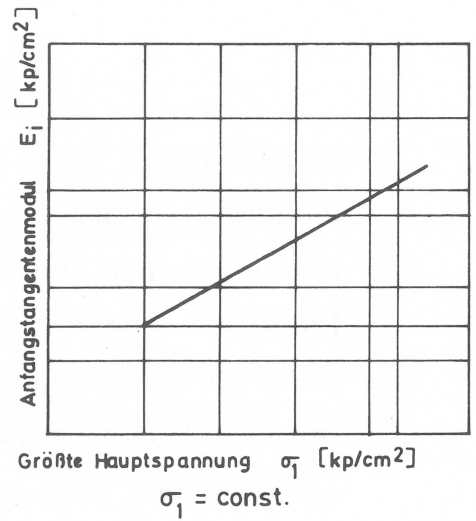
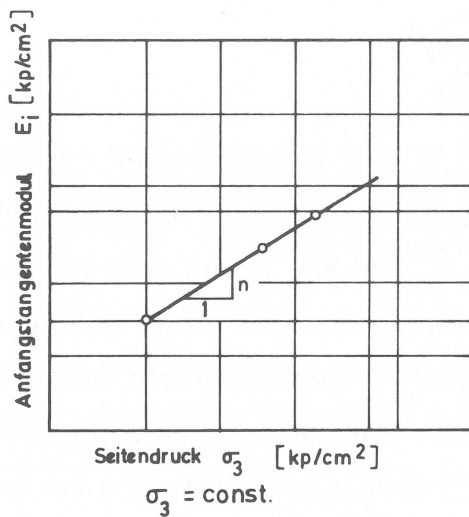
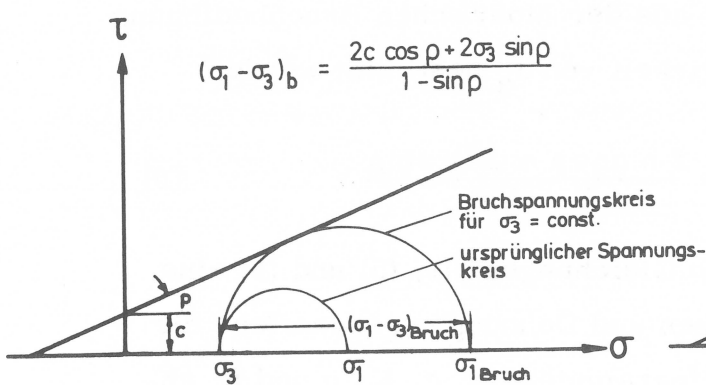
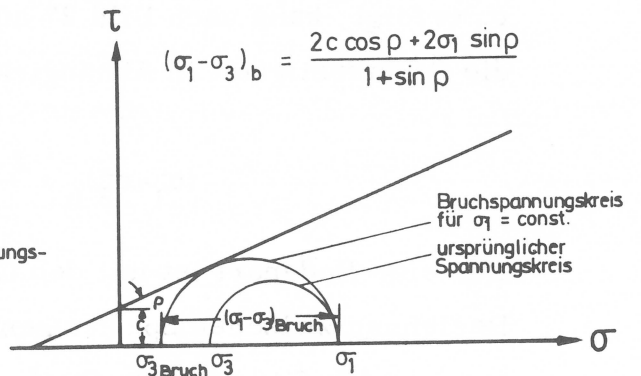


BILD 26 : Anfangstangentenmodul



a) Bruch im Boden bei $\sigma_3 = \text{const.}$ und $\sigma_1 = \text{steigend}$



b) Bruch im Boden bei $\sigma_1 = \text{const.}$ und $\sigma_3 = \text{abnehmend}$

BILD 27 : Mohr'scher Spannungskreis

Durch die Einführung des Anfangs-Tangentenmoduls und der Bruchfestigkeit lautet Gleichung (1) jetzt

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon R_f} \left(E_i + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_b}{(\sigma_1 - \sigma_3)_b} \right) \quad (4)$$

In Gleichung (4) sind mit Ausnahme von wassergesättigtem Ton bei Schnellversuchen sowohl der Anfangsmodul als auch die Bruchfestigkeit vom allseitigen Druck σ_3 abhängig.

Janbu (1963) hat gezeigt, daß die Abhängigkeit des Anfangsmoduls vom Seitendruck σ_3 gut durch den Potenzansatz

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (5)$$

erfaßt werden kann. Darin sind E_i der Anfangsmodul, σ_3 die kleinste Hauptspannung, p_a der Atmosphärendruck ausgedrückt in der gleichen Maßeinheit wie σ_3 und E_i , K und n dimensionslose Faktoren. K gibt den Anfangstangentenmodul für $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ und n die Abhängigkeit des Anfangstangentenmoduls von σ_3 an. Durch eine doppelt logarithmische Auftragung des Anfangstangentenmoduls über σ_3 wird der Potenzansatz (5) entsprechend Bild 26 als Gerade abgebildet. K kann als Ordinate für $\sigma_3 = p_a = 1 \text{ kp/cm}^2$ und n als Neigung der Geraden abgelesen werden.

Mit der Annahme, daß die Spannungsänderung bei konstantem σ_3 erfolgt, kann nach Bild 27 aus der Mohr'schen Bruchbedingung die Scherfestigkeit in Abhängigkeit von σ_3 bestimmt werden.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_b = \frac{2 c \cos \rho + 2 \sigma_3 \sin \rho}{1 - \sin \rho} \quad (6)$$

Für eine Bodenart ist mit den Gleichungen (4), (5) und (6) eine Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen geschaffen, die nur von den 5 konstanten Stoffparametern ρ , c , K , n und R_f abhängig ist.

Das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten wurde, wie im nächsten Kapitel gezeigt wird, durch bereichsweise Linearisierung erfaßt. Dabei ist es notwendig für ein jeweils betrachtetes Spannungsintervall den Tangentenmodul E_t zu bestimmen. Unter der Annahme von konstantem σ_3 kann E_t aus

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon} \quad (7)$$

abgeleitet werden. Gleichung (4) differenziert, ergibt

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left(\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_b} \right)^2} \quad (8)$$

Mit dem aus Gleichung (4) errechneten

$$\epsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left(1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_b} \right)} \quad (9)$$

und mit Gleichung (5) und (6) wird aus (8)

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f (1 - \sin \rho) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \rho + 2 \sigma_3 \sin \rho} \right)^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (10)$$

Für konstanten Seitendruck σ_3 ist mit Gleichung (10) über die 5 Stoffparameter ρ , c , K , n und R_f eine Beziehung zwischen dem Tangentenmodul und den Spannungen hergestellt. Zur Bestimmung der Stoffparameter sind nur einfache Dreiaxialversuche erforderlich, der Aufwand ist kaum größer als der für die Bestimmung von ρ und c .

Die Querdehnungszahl ν wird in der Berechnung konstant angenommen, weil keine Versuche mit Frankfurter Ton vorhanden sind, die

eine bessere Beschreibung der Querdehnungszahl erlauben. Vom Programm her bestehen keine Schwierigkeiten eine spannungsabhängige Beziehung für ν einzuführen.

Bei der verankerten Baugrube trifft die Annahme, daß der Bruch oder die Spannungsänderung im Boden bei konstantem σ_3 auftritt, in weiten Bereichen des Bodens nicht zu. Wie vorher gezeigt wurde, bleibt die größte Hauptspannung σ_1 in weiten Bereichen nahezu konstant und der Boden nähert sich dem Bruchzustand durch Verminderung der kleinsten Hauptspannung σ_3 .

Um auch für diesen Spannungsweg das Verformungsverhalten des Bodens zu erfassen, wird mit der Annahme, daß der Bruch im Boden bei konstantem σ_1 erfolgt, ein zweites, simultan gültiges Stoffgesetz für den Boden aufgestellt.

Die Spannungs-Dehnungslinien aus den entsprechenden Dreiaxialversuchen werden wieder durch Hyperbeln angenähert. Die entsprechende Gleichung für (4) lautet

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_{i_1}} + \frac{\epsilon R_{f_1}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_b}} \quad (4a)$$

Die Abhängigkeit des Anfangstangentenmoduls E_{i_1} von σ_1 wird analog dem von Janbu (1963) eingeführten Potenzansatz mit

$$E_{i_1} = K_1 p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \quad (5a)$$

angenähert.

Aus Bild 27 kann mit der Annahme von konstantem σ_1 die Scherfestigkeit bestimmt werden.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_b = \frac{2 c \cos \rho + 2 \sigma_1 \sin \rho}{1 + \sin \rho} \quad (6a)$$

Der Verformungsmodul E_{t_1} wird analog zu Gleichung (7) aus

$$E_{t_1} = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} \quad (7a)$$

abgeleitet, wobei σ_1 konstant und σ_3 variabel ist. Die Differentiation auf Gleichung (4a) angewandt, ergibt

$$E_{t_1} = \frac{1}{\frac{R_{f_1} \varepsilon}{E_{i_1} \left(1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_b}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right)^2}} \quad (8a)$$

Mit dem aus Gleichung (4a) errechneten

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{i_1} \left(1 - \frac{R_{f_1} (\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_b} \right)} \quad (9a)$$

und mit den Gleichungen (5a) und (6a) wird aus (8a)

$$E_{t_1} = \left(1 - \frac{R_{f_1} (1 + \sin \rho) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \rho + 2 \sigma_1 \sin \rho} \right)^2 K_1 p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \quad (10a)$$

Die Stoffparameter R_{f_1} , K_1 und n_1 können in gleicher Weise wie vorher ermittelt werden, wobei der Anfangstangentenmodul E_{i_1} zur Ermittlung von K_1 und n_1 entsprechend Bild 2c über σ_1 aufgetragen wird. Damit kann auch das aus Dreiaxialversuchen ermittelte Verformungsverhalten des Bodens bei konstantem σ_1 und fallendem σ_3 in der Berechnung berücksichtigt werden.

Die dritte simultan gültige Spannungs-Dehnungsbeziehung gilt für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge. Hierfür wurde der Verformungsmodul konstant angenommen.

Die Größe wurde aus Dreiaxialversuchen mit der mittleren Neigung der Hysteresiskurve für die Ent- und Wiederbelastung festgelegt. Im entsprechenden Spannungsbereich stimmt dieser Wert für den Frankfurter Ton mit der aus einer Hebungsmessung für den elastisch isotropen Halbraum zurückgerechneten Steifezahl überein.

Die Baugrube, unter der die Hebung vom Aushubbeginn an gemessen wurde, war 70 m mal 70 m groß und 25 m tief. Die Hebung wurde in der Baugrubenmitte mit Setzungspegeln 26 m, 32 m und 40 m unter der Geländeoberfläche gemessen.

An dieser Stelle soll noch darauf hingewiesen werden, daß vom Programm her gesehen, an Stelle des Elastizitätsmoduls E und der Querdehnungszahl ν genau so gut mit dem Volumenmodul K und dem Schubmodul G gerechnet werden kann. In der vorliegenden Arbeit wurde auf diese Möglichkeit verzichtet, weil keine Versuche mit Frankfurter Ton vorlagen, aus denen die Abhängigkeit des Schubmoduls vom Spannungszustand direkt bestimmt werden kann und die vorhandenen Versuche keinen Anhalt über die Größe des Volumenmoduls K geben.

6. Numerisches Rechenverfahren

6.1 Allgemeines

Für die Berechnung einer verankerten Baugrube scheidet wegen der schwierigen geometrischen Verhältnisse und dem nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens eine geschlossene Lösung aus. Für dieses Problem wird die Finite-Element-Methode als die einzige erfolgversprechende Lösungsmethode angesehen.

Die Grundlagen der Finite-Element Methode wurden an anderer Stelle z. B. Zienkiewicz (1971), Zienkiewicz/Chang^{eu} (1967) und Desai/Abel (1972) ausführlich behandelt, so daß hier nicht näher darauf eingegangen wird. In der folgenden Programmbeschreibung werden daher nur die Wahl der in der Berechnung verwendeten Elemente begründet, sowie die Berücksichtigung des Spannungsweges und des nichtlinearen Stoffgesetzes für den Boden und der Programmablauf beschrieben.

6.2 Programmbeschreibung

6.2.1 Grundlage des Rechenprogramms

Das für die vorliegende Arbeit benutzte Programm ist in FORTRAN IV geschrieben und baut auf dem von Duda (1971) entwickelten FE-Programm STATAN auf. Mit STATAN können auf der Grundlage eines linearen Stoffgesetzes außer ebenen und räumlichen statischen Strukturen auch dynamische Probleme behandelt werden. Für die verschiedenen Aufgaben stehen bereits eine Vielzahl von Elementtypen zur Verfügung.

Durch die Programmgliederung ist es aber auch einfach, nach Bedarf weitere Elementtypen einzubauen. Die Eingabedaten und der Auflösungsalgorithmus sind so partitioniert, daß selbst bei Berechnungs-

beispielen mit mehreren Tausend Elementen nur ein geringer Kernspeicherbedarf erforderlich ist. Auf den Programmaufbau, die Partitionierung, Speicherplatzbelegung und den Betriebsmittelbedarf des Rechners wird hier nicht eingegangen; sie sind von Duda ausführlich behandelt worden. Das Gleiche gilt für Genauigkeitsstudien bei der Verwendung von verschiedenen Elementtypen.

Für die vorliegende Arbeit wurde das Programm so erweitert, daß auch gemäß Kapitel 5 der Spannungsweg und nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen berücksichtigt, sowie der Aushub von Baugruben in der Rechnung simuliert werden können.

6.2.2 Wahl der im Programm verwendeten Elementtypen

Für den Boden wurden Dreieckselemente mit einem linearen Verschiebungsansatz gewählt. Dadurch sind die Dehnungen und Spannungen in einem Element konstant. Ein Verschiebungsansatz höherer Ordnung, der zu veränderlichen Spannungen im Element führt, liefert zwar im allgemeinen bei gleicher Knotenzahl eine erheblich größere Genauigkeit, aber dieser Vorteil kann hier zum Teil wieder verloren gehen. Im Programm wird die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung durch bereichsweise Linearisierung berücksichtigt. Dabei muß nach jedem Rechenschritt der Verformungsmodul aus der mittleren Spannung im Element berechnet werden, so daß an dieser Stelle der Vorteil der höheren Genauigkeit anderer Elementtypen wieder verlorengehen kann. Außerdem wurde den einfachen Elementen zunächst der Vorzug gegeben, um den Einfluß der verschiedenen simultan gültigen Stoffgesetze leichter verfolgen zu können.

Die Baugrubenwand wird überwiegend auf Biegung beansprucht. Dafür sind die oben beschriebenen Simplex-Elemente sehr schlecht geeignet. Da für das Material der Baugrubenwand, Stahl oder Beton, im Gebrauchsspannungsbereich mit guter Näherung linear elastisches Verhalten angenommen werden kann, wurden für die Baugrubenwand im Programm bereits vorhandene Elemente mit einem Verschiebungsansatz höherer Ordnung verwendet und es wurde mit einem konstanten E-Modul gerechnet. Die hier gewählten Dreieckselemente haben zu den 3 Eckknoten noch weitere 3 Knoten in den Seitenmitten. Diese Elemente sind für biegebeanspruchte Strukturteile besonders gut geeignet.

Die Anker werden durch einfache Stabelemente mit 2 Knoten ersetzt. Mit diesen Elementen wird ohne jede Schwierigkeit die "freie Ankerlänge" eingehalten und die Ankerkraft nur im Bereich der Verpreßstrecke in den Boden eingeleitet. Je nach Größe der Maschenweite des Elementnetzes kann der Anker im Bereich der Verpreßstrecke in mehrere Stabelemente aufgeteilt werden, so daß die Krafteinleitung in den Boden gut simuliert werden kann. Die gleichen Stabelemente können auch als Steifen für die Nachahmung eines Aussteifungssystems dienen.

6. 2. 3 Programmablauf, Berücksichtigung des Spannungsweges und der nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens

Der Programmablauf und die Steuerung des Rechenprogramms sind in den Bildern 28 und 29 dargestellt. Die Folge der einzelnen Rechenschritte wird nachstehend erläutert.

Im Hauptprogramm werden allen in den Unterprogrammen benutzten Zahlenfeldern feste Werte zugewiesen und die Organisation für die Speicherplatzbelegung vorgenommen. In den Unterprogram-

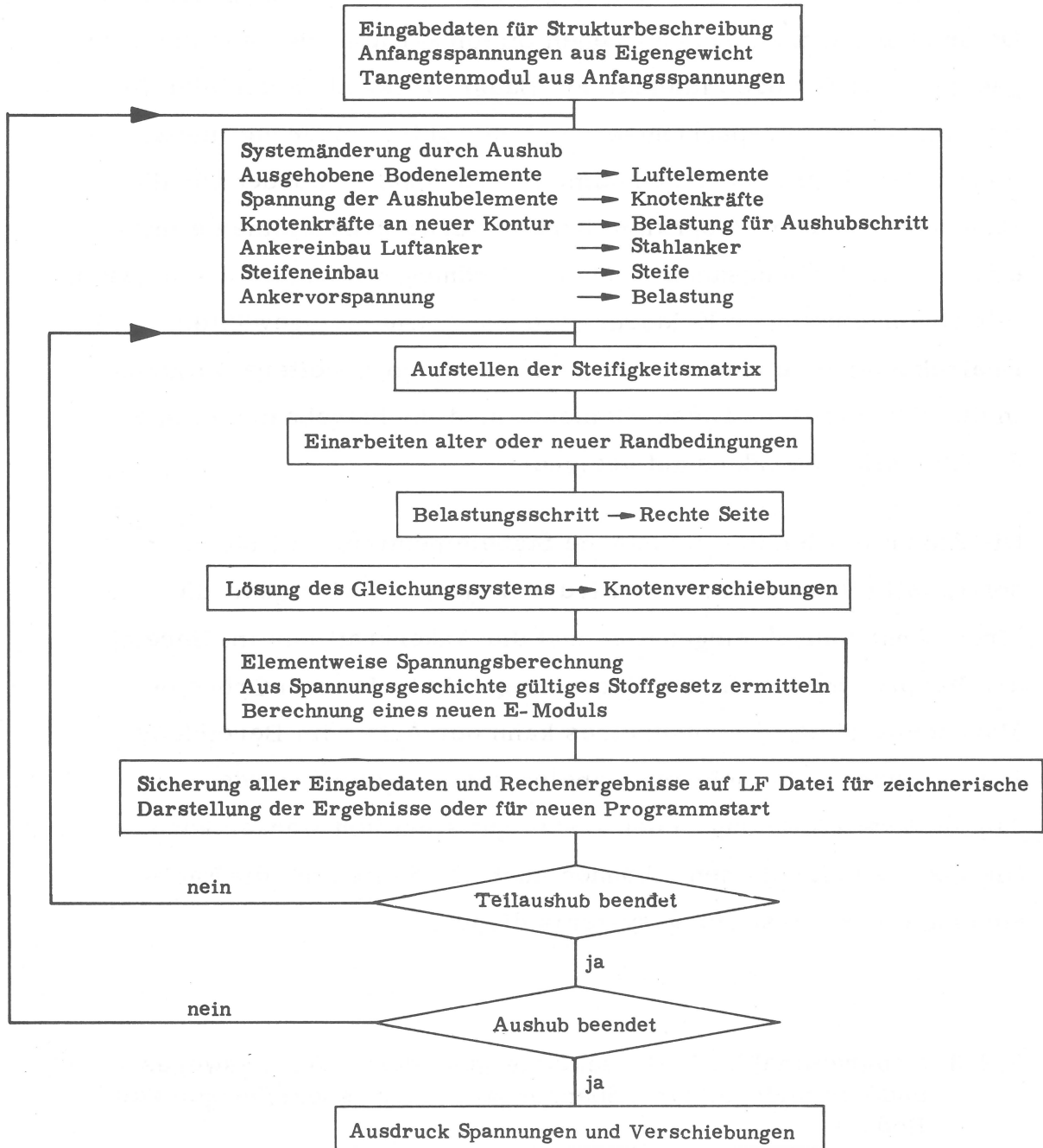


Bild 28: Programmablauf

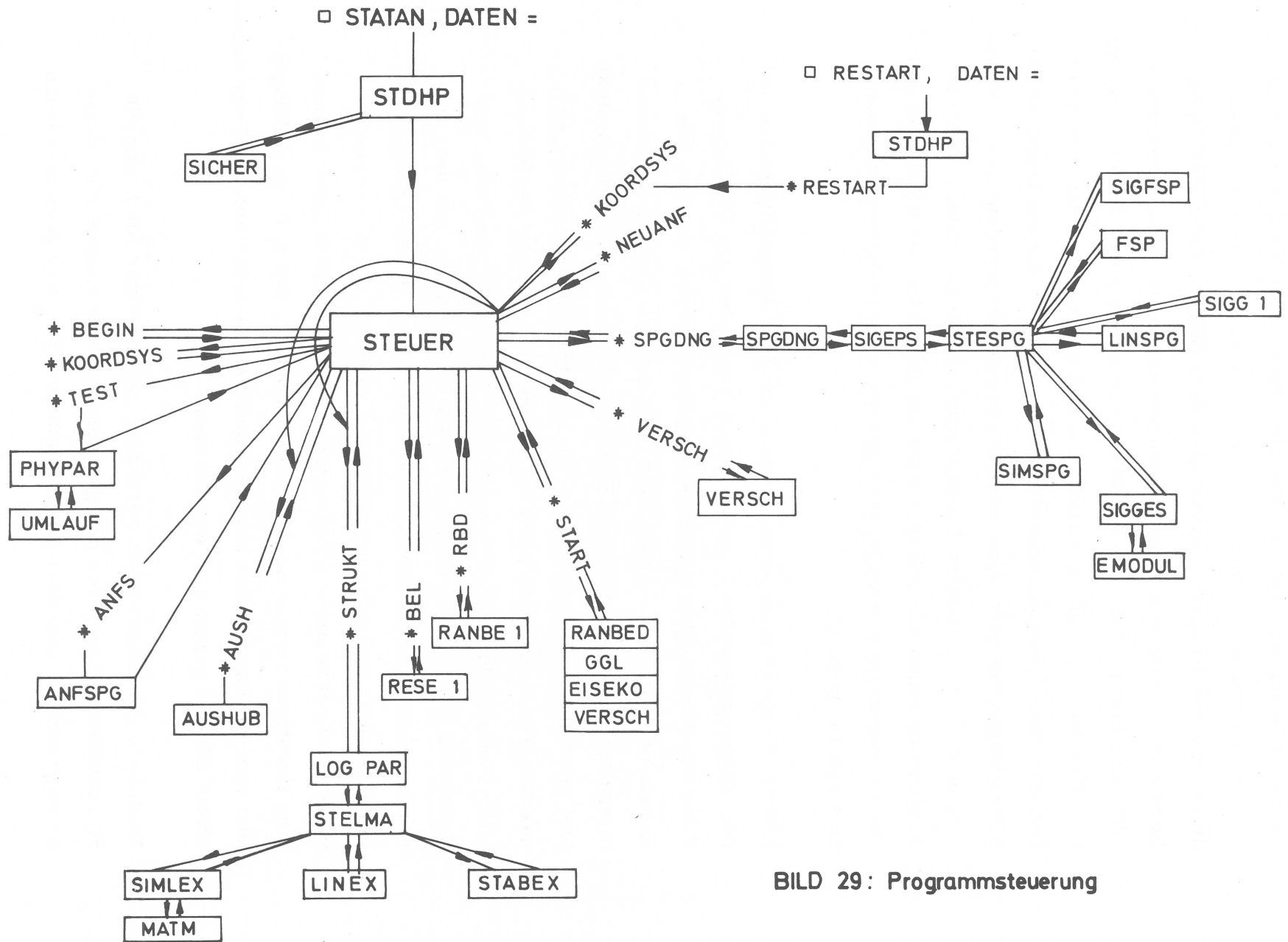


BILD 29: Programmsteuerung

men wird daher nur noch auf die hier definierten Felder zurückgegriffen, so daß die Kernspeicherbelegung allein durch Austausch dieses kleinen Programmsegmentes dem Bedarf eines jeweiligen Berechnungsbeispiels angepaßt werden kann. Das Hauptprogramm ruft nach Überprüfung der Benutzerberechtigung das Steuerprogramm auf. Das Steuerprogramm bildet die eigentliche Programmzentrale und gibt über "programminterne Kommandos", die im folgenden der Kürze wegen nur mit "Kommandos" bezeichnet werden, die Bearbeitung an die verschiedenen Unterprogrammblöcke weiter. Nach der Ausführung eines Kommandos wird die Regie immer wieder an das Steuerprogramm zurückgegeben und die weitere Berechnung von dort aus fortgesetzt.

Für die Programmsteuerung stehen mit dem Abschnittsmodus und dem Gesprächsmodus 2 verschiedene Versionen zur Verfügung. Wenn ein Job im Abschnittsmodus gestartet wird, müssen alle Kommandos auf Lochkarten oder langfristigen Dateien im voraus festgelegt sein und es besteht keine Möglichkeit, den Programmablauf von außen zu beeinflussen. Im Gesprächsmodus meldet sich das Programm dagegen nach dem Start und nach der Ausführung eines Kommandos immer wieder über das Steuerprogramm am Sichtgerät oder Fernschreiber zurück und erwartet von dort neue Kommandos. Vom Gesprächsmodus kann nach jedem Kommando in den Abschnittsmodus umgeschaltet werden. Diese Version hat in der Testphase einer Programmentwicklung und bei der Behandlung iterativer Probleme den großen Vorteil, daß z. B. in Abhängigkeit vom Ergebnis eines Rechenschrittes von außen auf den Programmablauf Einfluß genommen werden kann.

Nach dem Programmstart werden zu Beginn einer Rechnung die Strukturdaten eingelesen und getestet. Aus der Geometrie, dem Raumgewicht γ und dem Ruhedruckbeiwert λ_0 des Bodens werden

danach die Anfangsspannungen direkt als $\sigma_1 = \gamma \cdot H$ und $\sigma_3 = \lambda_0 \cdot \gamma \cdot H$ in allen Bodenelementen berechnet, wobei H die Bodenüberdeckung über dem Schwerpunkt eines Elementes ist. Knotenkräfte werden also dafür nicht angesetzt. Die Knotenverschiebungen und die Dehnungen werden Null gesetzt. Diese Spannungen und Dehnungen werden als Anfangswerte für die Spannungs- und Verschiebungsgeschichte in die weitere Rechnung eingeführt. Wahlweise kann an dieser Stelle auch jede beliebige Spannungs- und Verschiebungsgeschichte aus anderen Belastungsvorgängen, wie z. B. einer geologischen Vorbelastung, als Anfangszustand für das Rechenprogramm übernommen werden.

Nach der Berechnung dieser Anfangswerte beginnt gemäß Bild 28 der Hauptrechenzyklus. Darin wird der Aushub bis zur jeweils nächsten Ankerlage oder die Vorspannung einer Ankerlage nachgeahmt. Die einem solchen Hauptrechenzyklus entsprechende Belastung wird in einem weiteren untergeordneten Zyklus (Bild 28) in mehreren Schritten behandelt.

Für die Simulierung eines Aushubschrittes bis zur jeweils nächsten Anker- oder Steifenlage wird die Geometrie der vorhandenen Struktur beibehalten und den ausgehobenen Bodenelementen ein sehr kleiner E-Modul zugeordnet. Dieser wird so klein gewählt, daß in den folgenden Rechenschritten in diesen Elementen keine Spannung mehr aufgenommen wird. Da die Anzahl der Aushubelemente im Verhältnis zur Gesamtzahl der Elemente klein ist, wurde diese Vorgehensweise gewählt und darauf verzichtet, für jeden Aushubschritt eine neue Struktur aufzustellen. Diese Methode führt zu hohen Steifigkeitsunterschieden in benachbarten Elementen. Die numerische Genauigkeit wurde jedoch dadurch bei keinem der bisher berechneten Beispielen merklich beeinflusst.

Aus den Spannungen der ausgehobenen Bodenelemente werden äquivalente Knotenkräfte, die eine Gleichgewichtsgruppe darstellen, berechnet. Ein Teil der Knotenkräfte von dieser Gleichgewichtsgruppe bildet die Belastung für das neue System.

Dazu gehören alle Kräfte, die an den Knoten der durch den Aushub neu entstandenen Kontur in der Baugrubensohle und an der freigelegten Baugrubenwand angreifen. Die Kräfte entsprechen dem Gewicht des ausgehobenen Bodens und den Kontaktspannungen zwischen Boden und Wand. Sie werden mit umgekehrtem Richtungssinn als Belastung für das neue System aufgebracht. Die Kräfte an den übrigen Knoten der neu ausgehobenen Elemente repräsentieren deren Eigengewicht. Sie werden aus der oben angeführten Gleichgewichtsgruppe ausgeblendet und nicht als Belastung aufgefaßt. Die Ausblendung kann als Wegnahme des Eigengewichts der Aushubmassen verstanden werden.

Bei dieser Vorgehensweise wird als Näherung davon ausgegangen, daß das Eigengewicht in den Knoten konzentriert und nicht gleichmäßig über die Elemente verteilt ist. Der Fehler, der mit dieser Betrachtungsweise verbunden ist, kann durch eine feinmaschige Netzteilung beliebig klein gehalten werden.

Das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens wird, wie bereits erwähnt, durch bereichsweise Linearisierung berücksichtigt. Dazu wird die Belastung aus einem Aushubvorgang schrittweise in d_n Prozenten der Gesamtbelastung aufgebracht und nach jedem Rechenschritt für alle Bodenelemente ein dem neuen Spannungszustand entsprechender Verformungsmodul ermittelt. Dazu muß geprüft werden, welches der drei simultan geltenden Stoffgesetze maßgebend ist. Diese Prüfung erfolgt an Hand der Spannungsgeschichte.

Um die Abweichung von der Spannungs-Dehnungslinie, die bei der Verwendung des Tangentenmoduls für den Spannungszustand am Anfang eines Belastungsschrittes entsteht, möglichst gering zu halten, wird in jedem Element aus der im vorigen Absatz angeführten Größe d_n des gerade betrachteten Rechenschrittes, aus der Spannungsänderung $\Delta\sigma_{n-1}$ und der Größe d_{n-1} des letzten Rechenschrittes nach Bild 3o der mittlere Spannungszustand für den neuen Rechenschritt extrapoliert. Dieser Spannungszustand wird der Berechnung des Verformungsmoduls zugrundegelegt, so daß der Tangentenmodul durch den Sekantenmodul ersetzt wird.

Nach der Berechnung des Verformungsmoduls wird die Steifigkeitsmatrix aufgestellt, die rechten Seiten werden gebildet und die Randbedingungen in das Gleichungssystem eingearbeitet. Die Lösung des Gleichungssystems liefert die gesuchten Knotenverschiebungen. Aus den Knotenverschiebungen werden dann die Spannungen in den Elementen berechnet. Nach jedem Rechenschritt werden die Spannungen und Verschiebungen zu den bereits vorhandenen addiert und die Spannungs- und Verschiebungsgeschichte um den entsprechenden Rechenschritt erweitert. Mit der Ermittlung der Spannungen ist die Berechnung eines Lastschrittes abgeschlossen und es erfolgt der nächste Rechenschritt mit dem gleichen oder einem anderen Prozentsatz der Belastung. Diese Rechenschritte wiederholen sich sooft, bis 100% der Knotenkräfte aus den Spannungen der Aushubelemente als Belastung berücksichtigt worden sind. Im darauffolgenden Rechenzyklus werden der Ankereinbau und die Ankervorspannung nachgeahmt. Dazu werden den Anker-elementen der entsprechenden Ankerlage die Eigenschaften von Stahl zugewiesen und die Vorspannkräfte als Belastung aufgefaßt. Diese Kräfte greifen an den Knoten der Kraft-einleitung der Anker in die Verbauwand und in den Boden an. Mit dieser Belastung läuft der gleiche Rechenzyklus wie für die oben beschriebene Aushubstufe ab. An Stelle der Anker kann ebenso der Einbau einer Steifenlage und die Steifenvorspannung oder eine Temperaturänderung im Aussteifungssystem in der Rechnung nachgeahmt werden.

Die Vorgänge "Teilaushub" und "Ankervorspannung" wiederholen sich sooft, bis die Endaushubtiefe der Baugrube erreicht ist.

Die oben beschriebene Vorgehensweise für die Berücksichtigung der Nichtlinearität des Stoffgesetzes ist nur für monotone Belastung zulässig. Diese Bedingung ist auch innerhalb eines Hauptrechenzyklus bei der schrittweisen Berechnung einer Aushubstufe oder bei der Ankervorspannung erfüllt. Beim Wechsel vom Aushub zur Ankervorspannung und umgekehrt wird diese Bedingung jedoch verletzt. Für

den jeweils ersten Lastschritt eines neuen Hauptrechenzyklus wird daher anstelle des Sekantenmoduls der Tangentenmodul für den Spannungszustand am Anfang des Belastungsschrittes zugrundegelegt. Durch die Wahl einer sehr kleinen Prozentzahl für diesen Lastschritt wird die Rechnung praktisch als Vorberechnung aufgefaßt. Dadurch kann eine Änderung des Spannungsweges infolge Belastungsänderung berücksichtigt werden.

Um zu vermeiden, daß bei einem Fehler in den Eingabedaten oder bei Systemzusammenbrüchen bis dahin bereits erzielte Ergebnisse verlorengehen und beim nächsten Programmstart die Rechnung noch einmal von vorne begonnen werden muß, werden nach jedem Rechenschritt alle für einen Restart erforderlichen Daten auf langfristige Dateien oder auf Magnetband gesichert. Dadurch ist es möglich, die gerettete Spannungs- und Verschiebungsgeschichte bei einem neuen Programmstart als Anfangszustand zu definieren und ohne Rechenzeitverlust die Berechnung nach dem letzten Rechenschritt fortzusetzen. Diese Möglichkeit hat sich gut bewährt und ist durch zahlreiche Systemzusammenbrüche der Rechenanlage häufig zur Anwendung gekommen. Ein weiterer Vorteil liegt darin, daß mit der Möglichkeit eines Restarts auch im Abschnittsmodus von außen auf den Programmablauf Einfluß genommen werden kann. Dazu wird die Berechnung an einer beliebigen Stelle unterbrochen und die bis dahin erzielten Ergebnisse werden ausgegeben. Diese Rechenergebnisse können für die Festlegung der weiteren Rechenschritte herangezogen werden und die Berechnung kann danach an der Unterbrechungsstelle fortgesetzt werden.

7. Vergleich von Feldmessung und Rechnung an einer verankerten Baugrube im Frankfurter Ton

7.1 Beschreibung und Berechnungsannahmen für das Vergleichsbeispiel

In diesem Abschnitt soll die Brauchbarkeit der im Rechenprogramm verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Boden geprüft werden. Dazu wurde die Herstellung einer verankerten Baugrube in der Rechnung simuliert und mit Messungen an dieser Baugrube verglichen. Als Beispiel wurde die im Bild 19 dargestellte Baugrube der S-Bahn im Frankfurter Hauptbahnhof gewählt.

Breth und Romberg (1972) haben über die umfangreichen Messungen an dieser Baugrube ausführlich berichtet. Außer den Setzungen in der Geländeoberfläche wurde auch die Beanspruchung der Anker und die Durchbiegung und Verformung der Verbauwand gemessen.

Der Untergrund im Bahnhofsgelände besteht bis in etwa 9 m Tiefe aus quartären Sanden und Kiesen. Darunter folgen bis in große Tiefe tertiäre Tone und Tonmergel, die von unterschiedlich dicken, nicht horizontbeständigen klüftigen Kalkstein- und Kalksandsteinschichten durchzogen sind. Diese Schichtenfolge ist typisch für die Frankfurter Innenstadt.

Die Baugrubenwand wurde als 6-fach verankerte Trägerbohlwand ausgebildet. Die Träger bestanden aus PE 600 Profilen und hatten einen Achsabstand von 2 m. Sie wurden in vorgebohrte Löcher gestellt. Die Zwischenräume zwischen den Trägern waren mit Holzbohlen ausgefacht. Für jeden Anker war eine Gebrauchslast von 40 Mp zugelassen. Der freie Grundwasserspiegel in den quartären Sanden und Kiesen lag 4 bis 6 m unter der Geländeoberfläche. Die geklüfteten Kalksteinbänke führen gespanntes Grundwasser und stehen mit dem oberen Grundwasserhorizont in Verbindung. Für die Herstellung der Baugrube wurde das Grundwasser in den oberen Schichten durch Flachbrunnen abgesenkt und das Wasser in den Kalkstein-

	γ_n Mp/m ²	λ_o	ρ'	c' Mp/m ²	Spannungszustand	K	n	R_f	ν
Kies und Sand	2,0	0,5	33	0	$\sigma_3 = \text{const}$	1000	0,54	0,86	0,3
					$\sigma_1 = \text{const}$	1000	0,54	0,86	0,3
					Ent- und Wiederbelastung	$E = \text{const} = 48000 \text{ Mp/m}^2$			0,3
Ton	1,85	0,8	20	2	$\sigma_3 = \text{const}$	225	0,60	0,90	0,48
					$\sigma_1 = \text{const}$	255	0,40	0,90	0,48
					Ent- und Wiederbelastung	$E = \text{const} = 12000 \text{ Mp/m}^2$			0,48

Tabelle 1: Bodenkennwerte Baugrube S-Bahn Frankfurt/Main

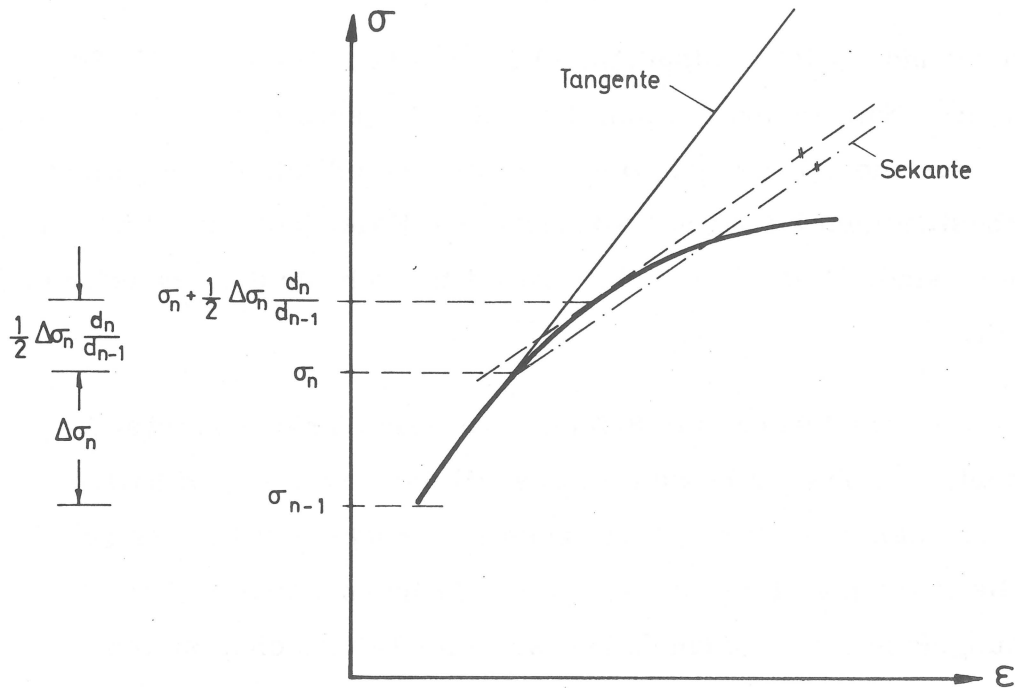


BILD 30 : Bereichsweise Linearisierung
Tangentenmodul - Sekantenmodul

bänken bis 10 m unter die endgültige Baugrubensohle durch Überlaufbrunnen entspannt.

In der Rechnung wurden die im Ton eingelagerten Kalksteinbänke vernachlässigt und der Grundwasserspiegel nach der Grundwasserabsenkung mit 22 m unter der Geländeoberfläche angenommen.

Die Bodenkennwerte für die Berechnung sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Darin wurden die Kennwerte für die Sande und Kiese der oberen Deckschicht geschätzt, wobei sich die Verformungskennwerte an einer Zusammenstellung von Kulhawy-Duncan-Seed (1969) orientieren. Die bodenmechanischen Kennwerte für den Frankfurter Ton, außer λ_0 und ν wurden von Amann (1974) aus Laborversuchen bestimmt.

Für die Querdehnungszahl ν wurde volumentreues Verhalten angenommen. Da für $\nu = 0,5$ bei der numerischen Behandlung eine Singularität entsteht, wurde die Querdehnungszahl wegen dieser Schwierigkeiten geringfügig kleiner gewählt und mit $\nu = 0,48$ festgelegt. Der Ruhedruckbeiwert wurde mit $\lambda_0 = 0,8$ angenommen. Vergleichsrechnungen, bei denen λ_0 und ν variiert wurden, haben für den Frankfurter Ton mit diesen Werten die beste Übereinstimmung mit Messungen erbracht. Eine Parameterstudie, bei der der Einfluß der geschätzten Werte λ_0 und ν aufgezeigt wird, folgt im nächsten Kapitel.

Es wurde nicht versucht, um eine bessere Übereinstimmung von Rechnung und Messung zu erhalten, die aus Versuchen ermittelten Kennwerte des Bodens in ihrem Schwankungsbereich noch zu variieren.

Bei der Festlegung für die äußere Begrenzung des Elementnetzes wurde angenommen, daß sich der Boden ab ca. 3-facher Baugruben-

tiefe und ab der gleichen horizontalen Entfernung hinter der Kraft-einleitungsstrecke der Anker nicht mehr an den Verformungen beteiligt. Damit erstreckt sich der Kontrollraum für die Rechnung bis 110 m seitlich der Symmetrieachse und bis 70 m unter die Geländeoberfläche. Als Randbedingung werden die Knoten in der Symmetrieachse in horizontaler Richtung festgehalten, während sie in vertikaler Richtung frei beweglich sind. Die Knoten in der Geländeoberfläche sind frei verschieblich und die übrigen Randknoten der Struktur werden sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung festgehalten.

Bei der Elementeinteilung waren die Verankerungspunkte an der Wand und die Mitte der Verpreßstrecke der Anker als Zwangspunkte vorgegeben. Um den Aushub bis zur jeweils nächsten Ankerlage nachahmen zu können, mußten die Elemente im Bereich der Baugrube in horizontalen Schichten angeordnet werden. Im übrigen erfolgte die Elementeinteilung willkürlich. Das Elementnetz mit den Randbedingungen für dieses Beispiel ist in Bild 31 dargestellt.

Bei der Strukturbeschreibung wurde davon ausgegangen, daß die Baugrubenwand im Boden bereits hergestellt ist. Die Trägerbohlwand wurde als durchlaufende Wand betrachtet. Der E-Modul dieser Ersatzwand wurde so bestimmt, daß die Biegesteifigkeit und die Steifigkeit bei Normalkraftbeanspruchung für die durchlaufende Ersatzwand und die Trägerbohlwand gleichgroß sind. Dazu muß neben dem E-Modul auch noch die Dicke der Ersatzwand als zweiter Parameter festgelegt werden. Die Bestimmungsgleichungen für die Wanddicke und den E-Modul der Ersatzwand lauten :

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{Ersatzwand}} &= (EI)_{\text{Trägerbohlwand}} \\ (EF)_{\text{Ersatzwand}} &= (EF)_{\text{Trägerbohlwand}} \end{aligned}$$

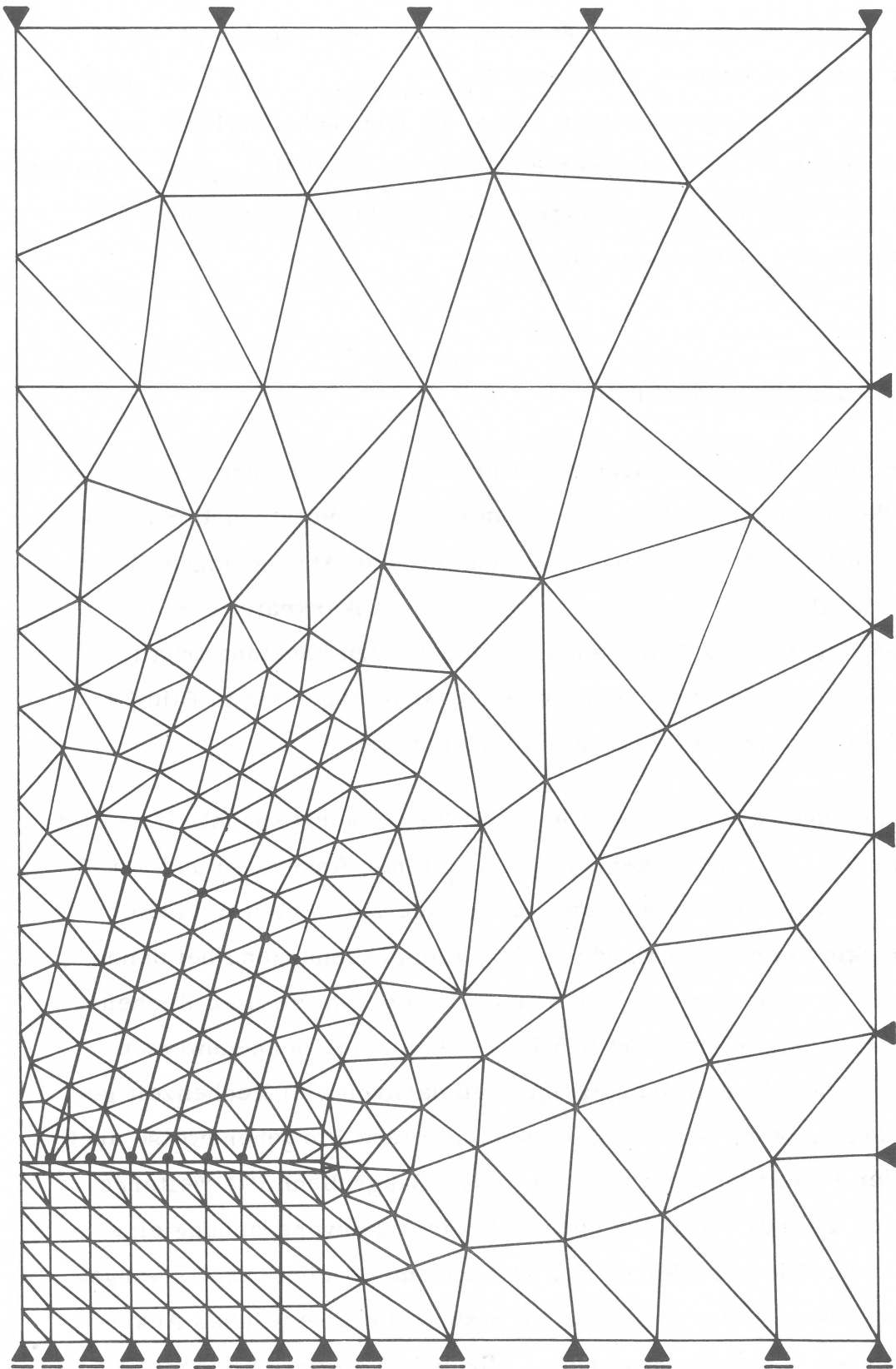


Bild 31: Elementnetz und Randbedingungen für Baugrube S - Bahn , Frankfurt / Main

Mit den Querschnittswerten und dem Achsabstand der Bohrträger sowie mit dem E-Modul für Stahl ergibt sich daraus eine Wanddicke von 0,84 m. Sie wurde näherungsweise mit 1 m festgelegt und der entsprechende E-Modul mit $E_{\text{Ersatzwand}} = 1,16 \cdot 10^5 \text{ Mp/m}^2$ errechnet. Den Anker-elementen wurde die Querschnittsfläche von 8 Spannstählen $\phi 10 \text{ mm}$ und der E-Modul für Stahl $E_{\text{Stahl}} = 2,1 \cdot 10^7 \text{ Mp/m}^2$ zugewiesen. Mit diesen Ausgangswerten wurde die Herstellung der Baugrube in der Berechnung simuliert.

7.2 Erddruck und Ankerkräfte

Bei der Herstellung der Baugrube wurden die Anker nach dem Abbinden des Verpreßmörtels auf 90% der für den Vollaushub maßgebenden Kräfte vorgespannt. Abgesehen von kleinen Abweichungen in der A- und B-Lage nahmen die gemessenen Ankerkräfte leicht zu oder die aufgebrachte Vorspannung blieb nahezu konstant erhalten. Der Verlauf der Kräfte in den einzelnen Ankerlagen ist in Bild 32 in Abhängigkeit von der Aushubtiefe dargestellt.

In der Rechnung wurden alle Anker mit 30 Mp vorgespannt. Dabei ist zu bemerken, daß die Ankervorspannung einer Ankerlage und der folgende Aushub bis zur nächsten Ankerlage zusammen in einem Rechenzyklus berechnet wurden. Vergleichsrechnungen, bei denen die Ankervorspannung zuerst und danach in einem zweiten Rechenzyklus der Aushub simuliert wurde, haben keine nennenswerten Unterschiede gebracht und gezeigt, daß dadurch viel Rechenzeit gespart werden kann. Außerdem entspricht diese Vorgehensweise auch häufig der Praxis, wo der Aushub in der Baugrubenmitte weitergeführt wird und nur am Baugrubenrand zur Ankervorspannung eine Berme stehenbleibt, oder wo der Aushub im Bereich bereits vorgespannter Anker weitergeführt wird, während die restlichen Anker daneben noch vorgespannt werden. Wie Bild 32 zeigt, bleiben die errechneten Ankerkräfte bis zu einer Baugrubentiefe von 12 m nahezu gleich der aufgebrachten Vorspannkraft. Danach nehmen sie mit

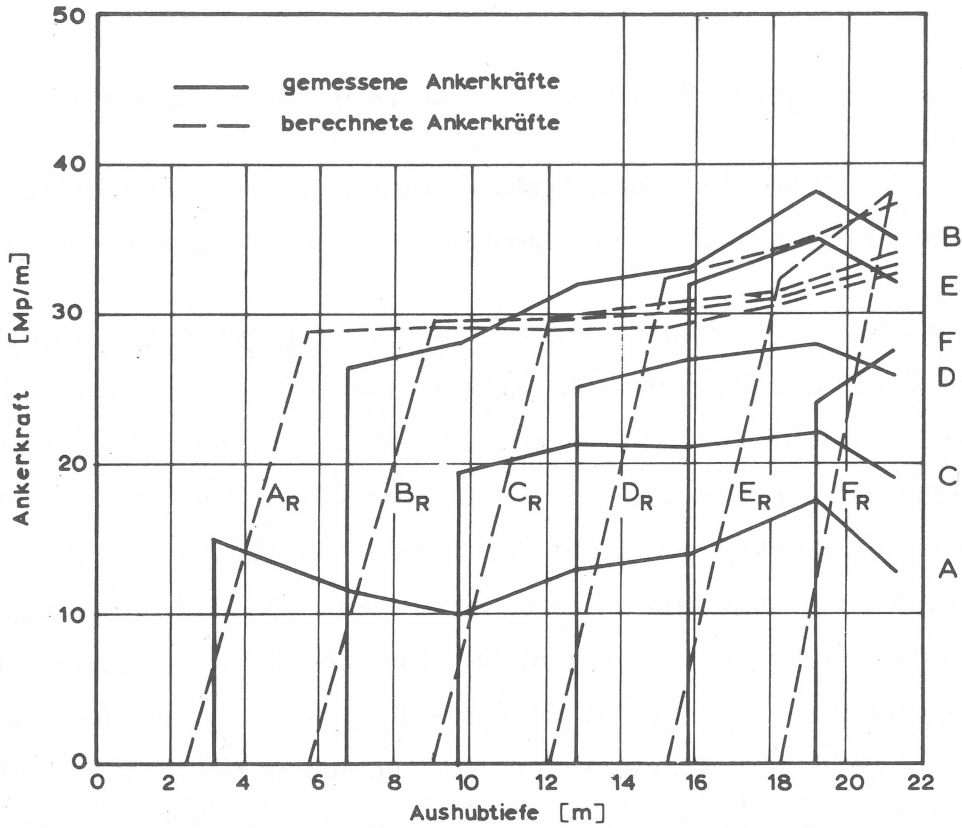


Bild 32: Ankerkräfte während des Aushubs

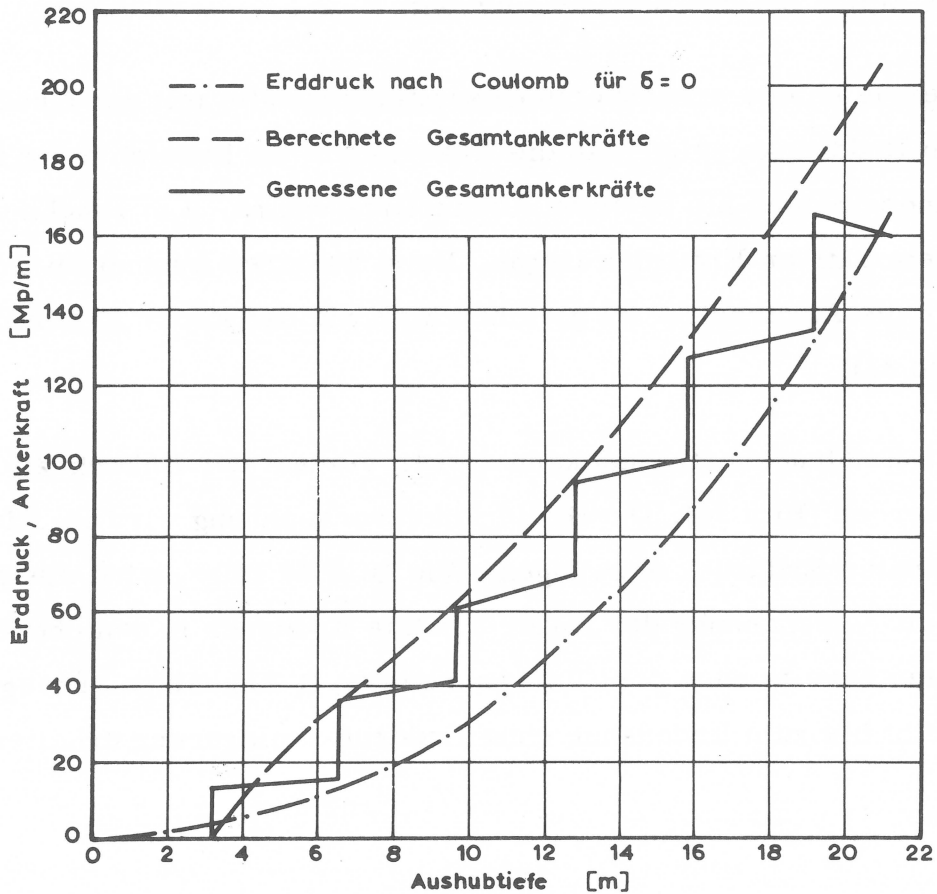


Bild 33: Zunahme des Erddruckes und der Ankerkräfte mit dem Aushub

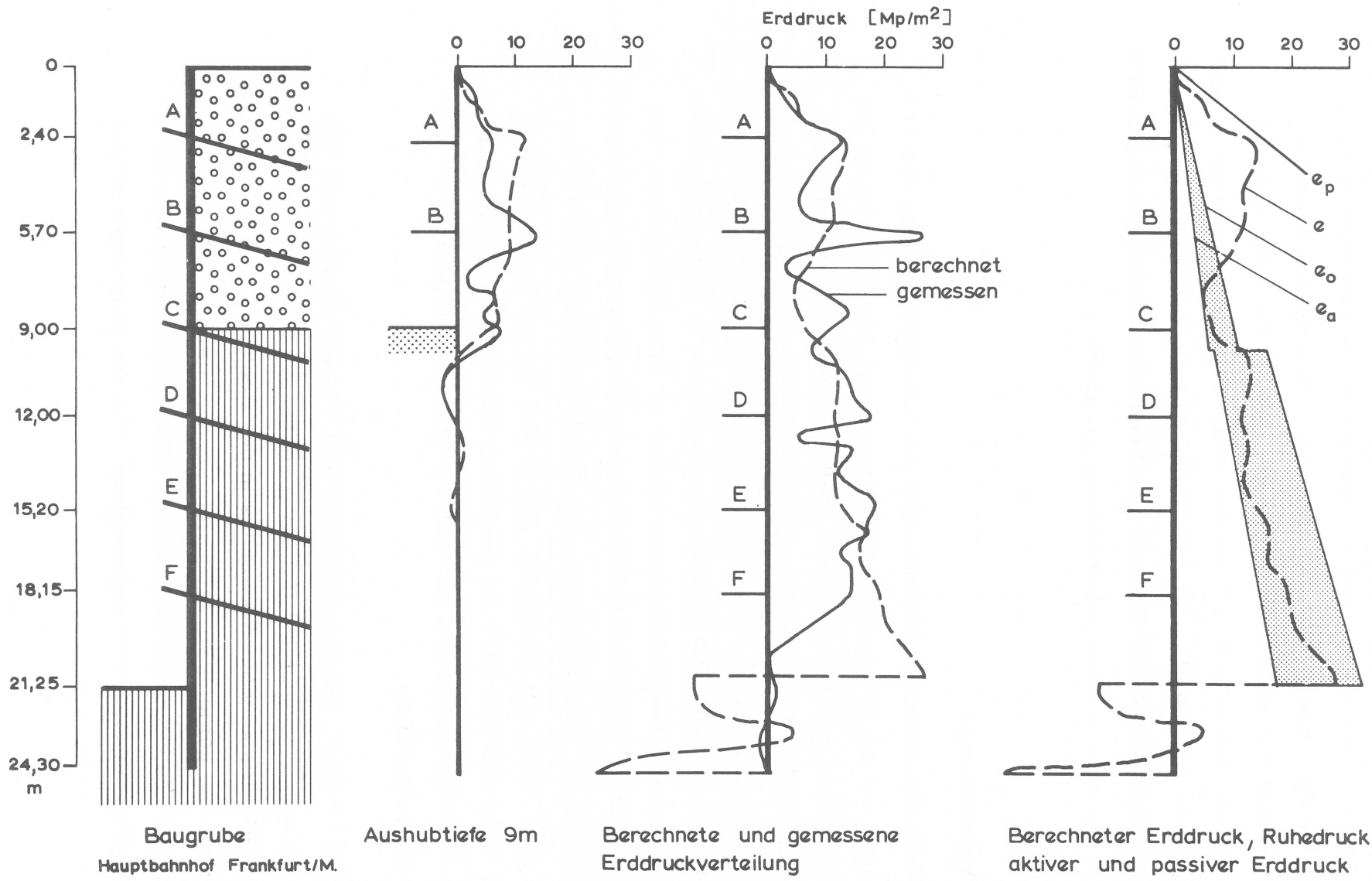
fortschreitendem Aushub leicht und ab 18 m Tiefe stärker zu.

Bis auf die Größe der Vorspannkraft in der A- und C-Ankerlage stimmen die gemessenen und berechneten Ankerkräfte gut überein.

In Bild 33 sind die Summe der gemessenen und berechneten Ankerkräfte sowie der Coulomb'sche aktive Erddruck für den Wandreibungswinkel $\delta = 0$ aufgetragen. Die berechneten Ankerkräfte liegen wegen der höheren Vorspannung der oberen Ankerlagen immer über den gemessenen Ankerkräften. Beim Aushub der letzten 2 m wurde eine Abnahme der Gesamtankerkräfte gemessen, während die errechneten Kräfte kontinuierlich zunehmen. Die Ursache für die Abnahme der Gesamtankerkräfte konnte nicht geklärt werden, es muß jedoch angenommen werden, daß bei der Messung noch andere Einflüsse mitgewirkt haben und die Ankerkräfte in der Regel gemäß der Rechnung bis zum Endaushub zunehmen. Im Endzustand hatte sich die Vorspannkraft von 140 Mp/m auf 160 Mp/m bei der Messung und von 180 Mp/m auf 215 Mp/m bei der Rechnung erhöht.

Der Vergleich der errechneten Gesamtankerkräfte mit der Größe des aktiven Erddrucks zeigt, daß die Ankerkräfte im Bereich der Kies- und Sandschichten bis zu einer Aushubtiefe von ca. 9 m zunehmend über dem aktiven Erddruck liegen. Beim weiteren Aushub im Ton nehmen die Ankerkräfte im gleichen Maß wie der aktive Erddruck zu (Bild 33).

Mit der Erddruckverteilung kann dieser Verlauf der Ankerkräfte erklärt werden (Bild 34). Durch die Ankervorspannung wird im Kies ein erhöhter Erddruck erzwungen. Wie Bild 34 zeigt, wird dieser, durch die Vorspannung der Anker erhöhte Erddruck in den oberen Schichten bereits nach dem Vorspannen der B-Ankerlage erzeugt und bleibt bis zum Endaushub ohne Erddruckumlagerung erhalten.



Baugrube
Hauptbahnhof Frankfurt/M.

Aushubtiefe 9m

Berechnete und gemessene
Erddruckverteilung

Berechneter Erddruck, Ruhedruck,
aktiver und passiver Erddruck

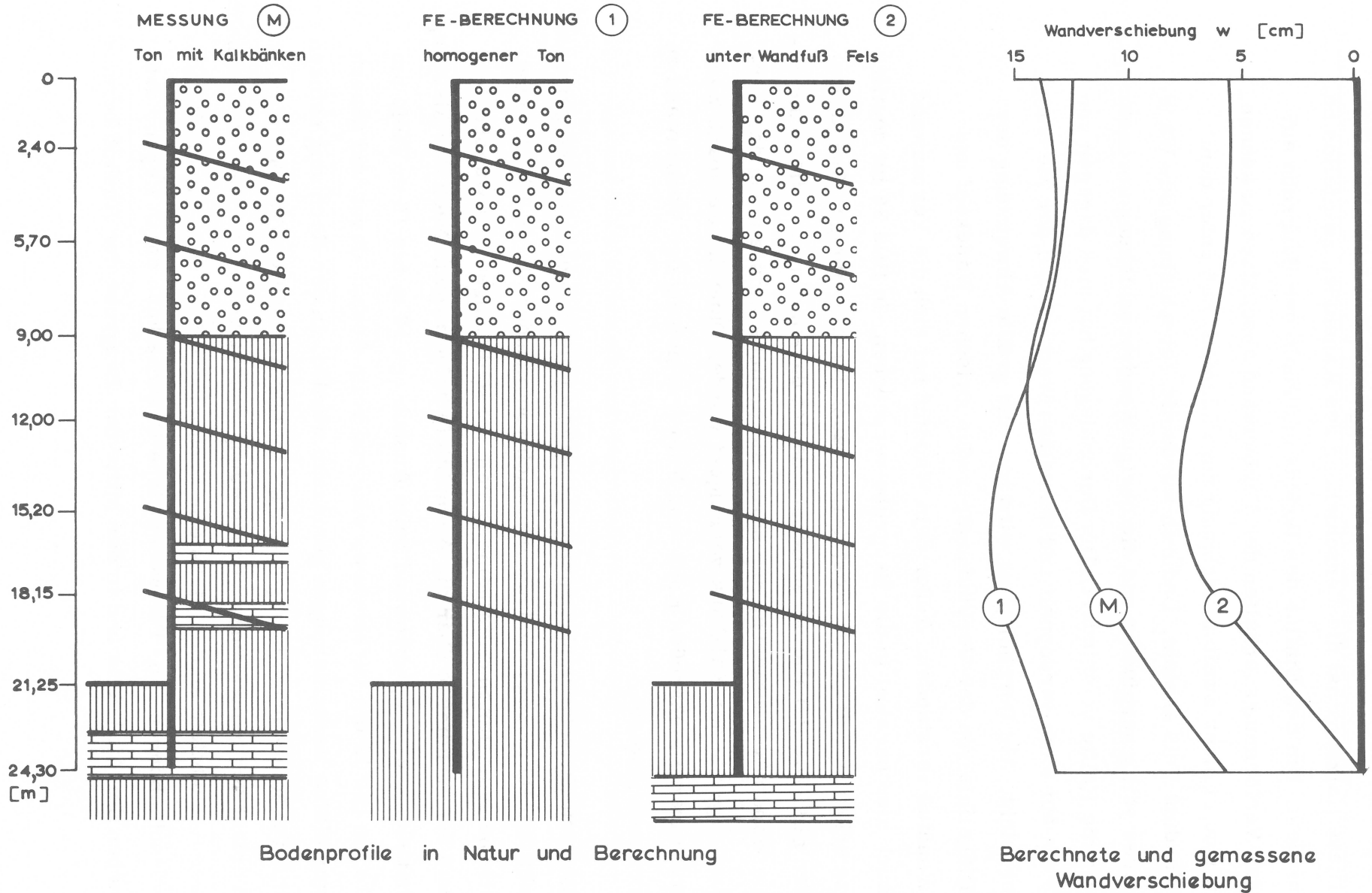
Bild 34: Erddruck auf Baugrubenwand

In Bild 34 sind neben dem errechneten Erddruck auch noch der Ruhedruck und der aktive und passive Erddruck für den Wandreibungswinkel $\delta = 0$ aufgetragen. In den oberen 2 bis 3 m wird durch die Vorspannung fast der volle Erdwiderstand geweckt. Darunter nimmt der Erddruck ab, bis er in 8 m Tiefe den aktiven Erddruck erreicht. Unter dieser Tiefe wird der Ruhedruck auf den aktiven Erddruck abgebaut. Bis auf Abweichungen im Bereich des Wandfußes stimmt die errechnete und die gemessene Erddruckverteilung gut überein.

7.3 Verschiebungen

Die Wandverschiebungen wurden über die Randfaserdehnung der Verbauträger und die Neigung des Wandkopfes vom Aushubbeginn an gemessen. Dabei wurde festgestellt, daß die Verbauträger durch die Vorspannung der A- und B-Ankerlage bis 3 cm in das Erdreich eingedrückt wurden. Beim weiteren Aushub wanderte die Verbauwand in die Baugrube hinein. Die Verformungen nahmen ab 12 m Aushubtiefe schnell zu und verlangsamten sich wieder ab 16 m Aushubtiefe. Die Verschiebungen folgten im wesentlichen dem Aushub und kamen mit dem Einbau der Bauwerkssohle, die dem Wandfuß ein festes Widerlager gab, völlig zum Stillstand. Die größte Verschiebung wurde in halber Wandhöhe mit 14,5 cm gemessen. Bis auf den Wandfuß, der etwas zurückgeblieben ist, hat sich die Verbauwand parallel in die Baugrube verschoben.

Wie Bild 35 zeigt, stimmt die errechnete Wandverschiebung in der oberen Wandhälfte sehr gut mit der gemessenen überein. Dagegen ist die Verschiebung des Wandfußes in der Rechnung wesentlich größer als die gemessene Verschiebung. Die Hauptursache dafür liegt an den Untergrundverhältnissen. In der Rechnung wurde ab 9 m Tiefe homogener Ton angenommen. Wie die Bohrungen zeigen,



Bodenprofile in Natur und Berechnung

Berechnete und gemessene Wandverschiebung

Bild 35: Untergrund und Wandverschiebung beim Endaushub

liegt aber gerade in Höhe des Wandfußes eine 2 m dicke Kalkbank. Diese Kalkbank hat die Verschiebung des Wandfußes zweifellos behindert. Um den Einfluß des Bodens unterhalb der Baugrube auf das Verformungsverhalten der Verbauwand abschätzen zu können, wurde in einer zweiten Rechnung angenommen, daß unter dem Wandfuß Fels ansteht. Dadurch wurde die Verschiebung des Wandfußes völlig verhindert und die übrige Wandverschiebung um mehr als die Hälfte vermindert. Die Durchbiegung hat sich dagegen von 3 cm auf 6 cm verdoppelt und denselben Wert wie bei der Messung erreicht. Als Durchbiegung wird hier die größte Abweichung der Biegelinie von der Verbindungsgeraden zwischen Wandkopf und Wandfuß verstanden. Außer dem Wandfuß hat sich die Verbauwand auch hier parallel in die Baugrube verschoben. In Bild 36 ist deutlich zu erkennen, daß diese Feststellung auch für alle übrigen Aushubstufen gilt. Die Parallelverschiebung deutet darauf hin, daß die gemessene Wandfußverschiebung nur durch die örtliche Einspannung der Verbauträger in der Kalkbank verringert wurde. Ohne die Kalkbank wäre mit einer gleichgroßen Kopf- und Fußverschiebung der Verbauwand zu rechnen gewesen.

Bei den Zwischenaushubzuständen weichen die errechneten und gemessenen Verschiebungen jedoch erheblich voneinander ab. In Bild 37 sind die berechneten und die gemessenen Verschiebungen des Wandkopfes und der Wandmitte über die Aushubtiefe aufgetragen. Nach der Messung hat sich die Baugrubenwand beim Aushub von 12 m bis 16 m Tiefe um 10 cm bis 12 cm verschoben, während beim Aushub davor und danach nur kleine Verschiebungen gemessen wurden. In der Rechnung nehmen die Verschiebungen dagegen stetig mit der Aushubtiefe zu. Aus dem Verlauf der gemessenen Verschiebung muß vermutet werden, daß es neben der Aushubtiefe an der Meßstelle noch andere Ursachen für die Wandverschiebungen gab. Die wesentliche Ursache kann darin liegen, daß neben der Meßstelle und in der Mitte der Baugrube der Aushub bereits

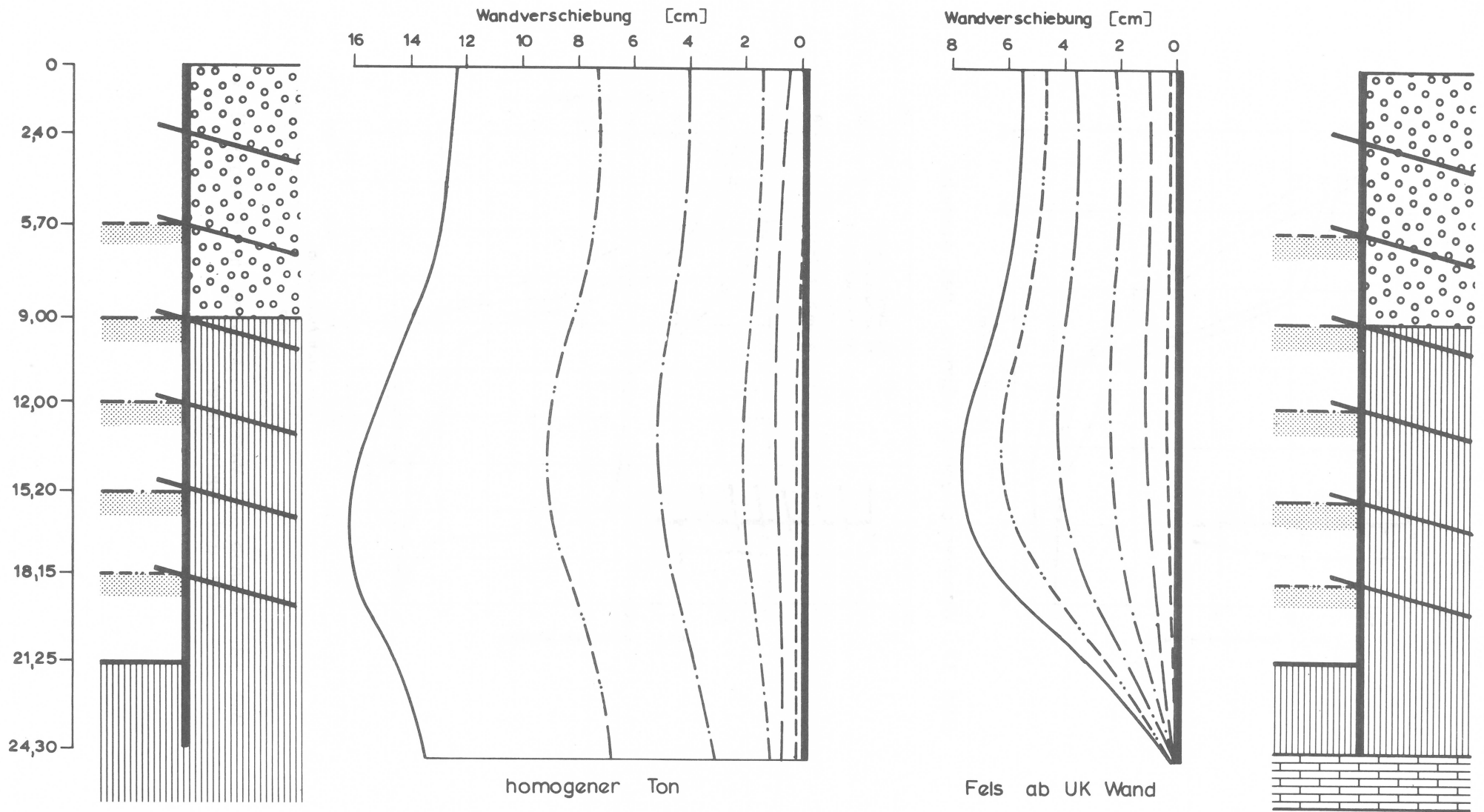


Bild 36: Berechnete Wandverschiebung bei den einzelnen Aushubzuständen

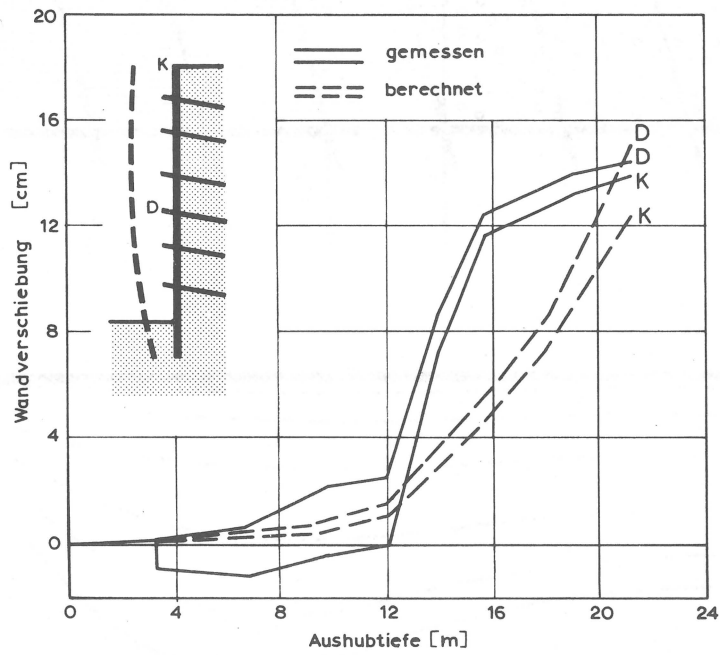


Bild 37: Wandverschiebung während des Aushubs

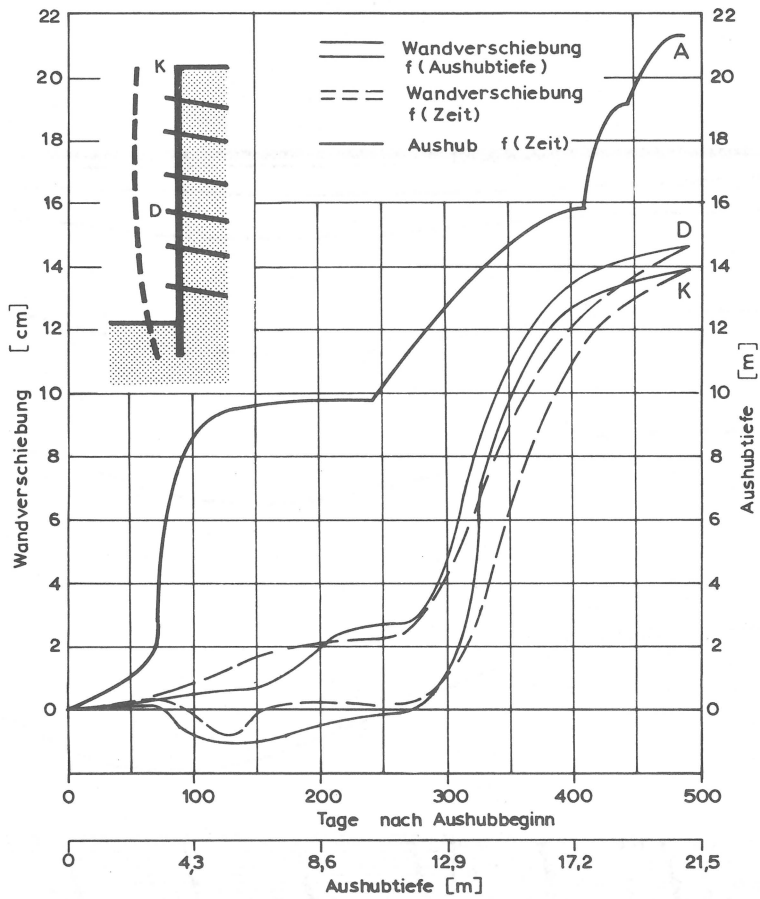


Bild 38: Aushub und Wandverschiebung in Abhängigkeit von Zeit und Aushubtiefe

eine größere Tiefe erreicht hatte und die gemessene Verschiebung bei 16 m Aushubtiefe daher einer größeren Tiefe zuzuordnen ist. In Bild 38 ist die Aushubtiefe an der Meßstelle über die Zeit aufgetragen. Danach dauerte der Aushub von 12 m bis 16 m Tiefe 5 Monate, während der Aushub von 16 m bis 21,25 m in nur 2 Monaten erfolgte. Der langsame Aushub von 12 m bis 16 m Tiefe läßt darauf schließen, daß in diesem Zeitraum neben der Meßstelle mehr ausgehoben wurde und dieser Aushub bereits Verschiebungen an der Meßstelle verursacht hat. Die Auftragung der Wandverschiebung über die Zeit (Bild 38) erfaßt diesen Einfluß zum Teil und ordnet die Hauptwandverschiebung einem größeren Bereich der Aushubtiefe zu. Sobald der Aushub neben der Meßstelle die Endtiefe erreicht hatte, wurden die Verbauwände in Höhe der Baugrubensohle gegenseitig abgestützt. Dadurch sind die Verschiebungen sofort abgeklungen. Diese Verhinderung der Verschiebung hat ebenfalls auf die danebenliegende Meßstelle Einfluß gehabt, so daß auch daraus zum Teil die geringere Zunahme der Verschiebung mit der Aushubtiefe erklärt werden kann.

Einen weiteren Einfluß auf den Verschiebungsablauf hat die Kalkbank am Wandfuß gehabt. In Bild 39 ist neben dem Verschiebungsablauf in homogenem Ton auch der Verschiebungsablauf für Fels ab Unterkante Wandfuß aufgetragen. Der Fels hatte bis zu einer Aushubtiefe von 14 m, das entspricht etwa dem halben Abstand von der Geländeoberfläche bis zum festen Untergrund, fast keinen Einfluß auf die Wandverschiebung. Von 12 m bis 15 m Tiefe nimmt hier die Wandverschiebung mit der Aushubtiefe am stärksten zu. Ab 15 m Aushubtiefe verringert sich die Zunahme wieder. Damit zeigt der Verschiebungsverlauf die gleiche Tendenz wie bei der Messung, so daß ein weiterer Teil der Abweichung des Verschiebungsverlaufs von Messung und Rechnung auch auf die Kalkbank am Wandfuß zurückzuführen ist.

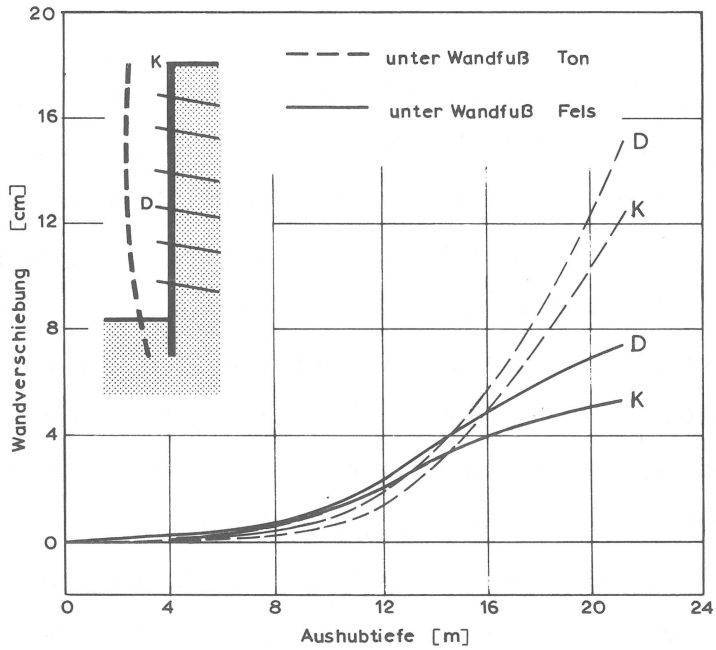


Bild 39: Berechnete Wandverschiebung während des Aushubs in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen.

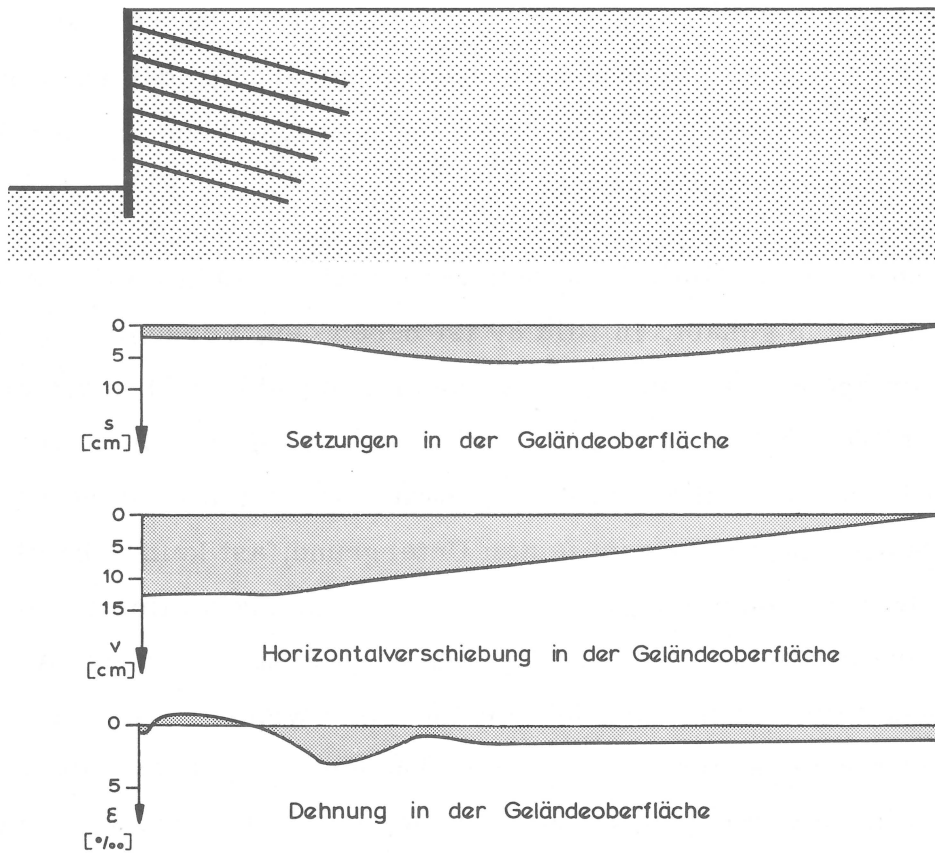


Bild 40: Berechnete Verschiebungen in der Geländeoberfläche

In Bild 40 sind die berechneten Verschiebungen und die Zerrungen aus der unterschiedlichen Horizontalverschiebung in der Geländeoberfläche aufgetragen. Hier fällt besonders auf, daß sich der durch die Anker zusammengespannte Bodenblock im wesentlichen als ganzer Körper verformt hat. Die Setzungen dieses Bodenkörpers betragen 2 cm bis 3 cm und die Horizontalverschiebungen etwa 12 cm. Hinter der Einleitung der Ankerkräfte in den Boden nehmen die Setzungen bis zu 6 cm zu, während die Horizontalverschiebungen gleichmäßig mit der Entfernung von der Baugrube abnehmen. Die größte Zerrung tritt mit 3‰ unmittelbar über der Krafteinleitungsstrecke der Anker auf. In diesem Bereich wurden auch bei der ausgeführten Baugrube Risse beobachtet. Ein Vergleich mit den Messungen ist schwierig, weil nur wenige Meßergebnisse vorliegen und diese sehr stark voneinander abweichen. Im wesentlichen wurde aber an den Stützenfundamenten im Bereich des Verankerungskörpers die gleichen Horizontalverschiebungen wie an der Verbauwand gemessen, so daß die Messungen auch auf eine Verschiebung des gesamten Verankerungskörpers hindeuten. Die gemessenen Setzungen an den Stützenfundamenten betragen bis zu 13 cm. Ein Teil davon ist auf die Grundwasserabsenkung zurückzuführen. Bei anderen vergleichbaren Verhältnissen resultierten etwa 6 cm Setzung aus der Grundwasserabsenkung, so daß hier noch etwa 7 cm von dem Aushub herrühren. Wie Wanoschek (1971) in Modellversuchen festgestellt hat, werden die Setzungen bei hochbelasteten Fundamenten neben Baugrubenwänden wesentlich größer als an der freien Oberfläche, so daß die an den Stützenfundamenten gemessenen Verschiebungen nicht mit den berechneten Verschiebungen in der Geländeoberfläche verglichen werden können.

Im Ganzen gesehen hat sich das Rechenverfahren mit den für den Boden eingeführten Spannungs-Dehnungsbeziehungen bewährt und die Rechnung und Messung stimmen gut überein. Man darf daher erwarten, daß mit diesem Rechenprogramm der Einfluß der verschiedenen konstruktiven Maßnahmen bei der Herstellung einer Baugrube richtig erfaßt werden kann.

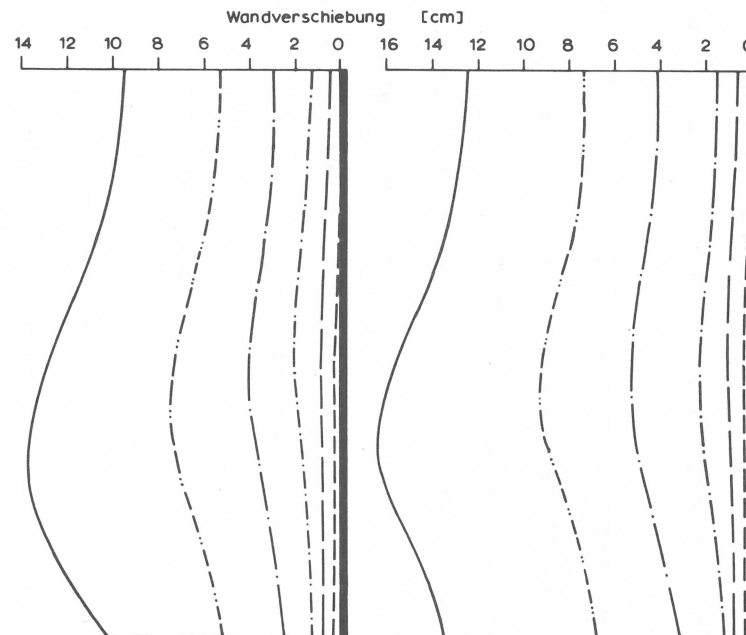
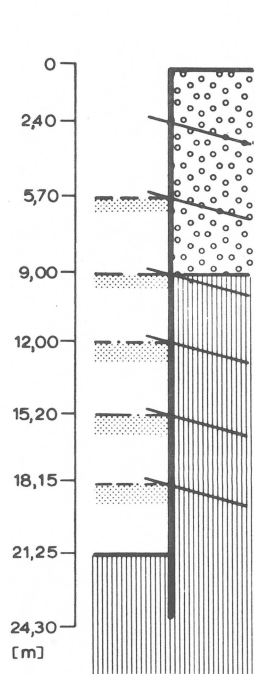
8. Der Einfluß von konstruktiven Maßnahmen und der Einfluß der Bodeneigenschaften auf Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte bei tiefen Baugruben

8.1 Vorbetrachtung und Übersicht

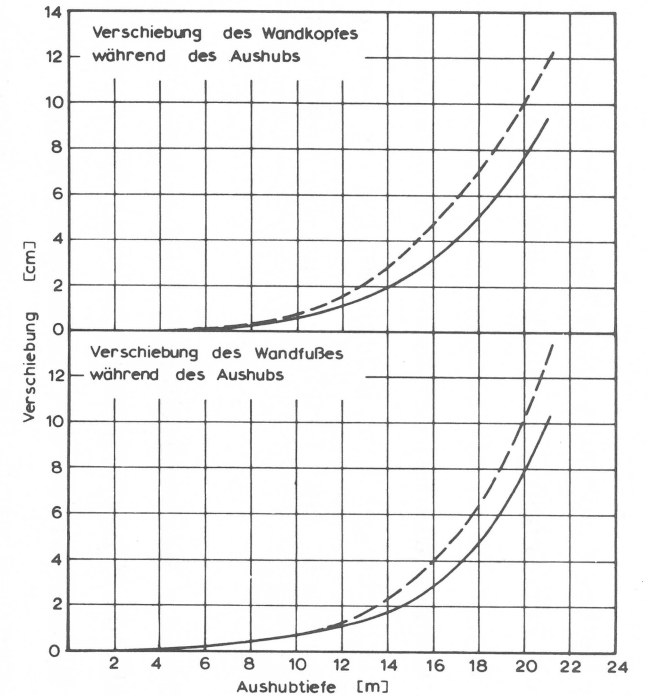
In diesem Abschnitt werden der Einfluß der Ankerlänge, der Anker Vorspannung, der Ankerneigung sowie die Wirkung eines gemischten Stützsystems aus Ankern und Steifen auf die Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte untersucht. Die Querdehnungszahl ν und der Ruhedruckbeiwert λ_0 des Bodens sind versuchsmäßig nur schwer zu bestimmen. Daher wird ihr Einfluß auf die Rechnung ebenfalls aufgezeigt.

Die Programmversion, mit der diese Untersuchungen durchgeführt wurden, unterscheidet sich in einigen Punkten von der im vorigen Kapitel an Messungen getesteten Programmversion. Gegenüber dem vorigen Abschnitt wurde für den Verformungsmodul der Tangentenmodul anstelle des Sekantenmoduls und als Kriterium für Be- und Entlastung der Deviator anstelle des stress level verwendet. Der Grund dafür, daß diese Untersuchungen mit einer anderen Programmversion geführt wurden, liegt an der zur Verfügung gestellten Rechenzeit. Um das Angebot von verbilligter Rechenzeit zu nutzen, mußten die Rechnungen zu einem Zeitpunkt durchgeführt werden, als das Programm noch nicht in der endgültigen Version vorlag.

An der im vorigen Abschnitt behandelten Baugrube wird daher zunächst der Einfluß der Programmänderungen auf die Rechenergebnisse aufgezeigt. Bei der hier verwendeten Programmversion werden die Verschiebungen kleiner, als bei der im vorigen Abschnitt benutzten Version (Bild 41). Die Ursache liegt darin, daß für die Berechnung des Tangentenmoduls der Spannungszustand am Anfang des Rechenschrittes benutzt wird, während beim Sekantenmodul die mittlere Spannung des Rechenschrittes durch Extrapolation bestimmt wird.



Berechnete Wandverschiebung mit
Tangentenmodul und Sekantenmodul und
Deviator stress-level
als Kriterium für Be- und Entlastung



--- Sekantenmodul, stress-level
— Tangentenmodul, Deviator

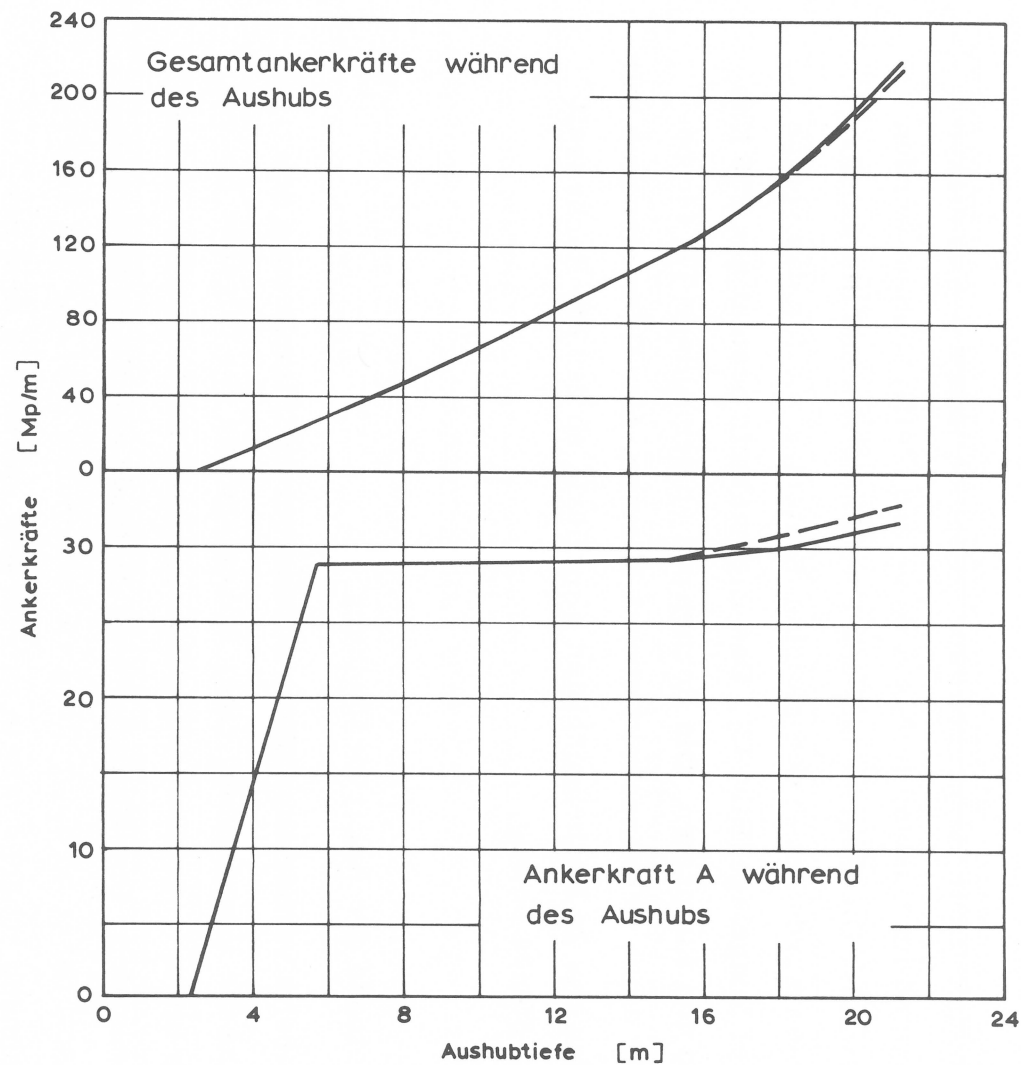
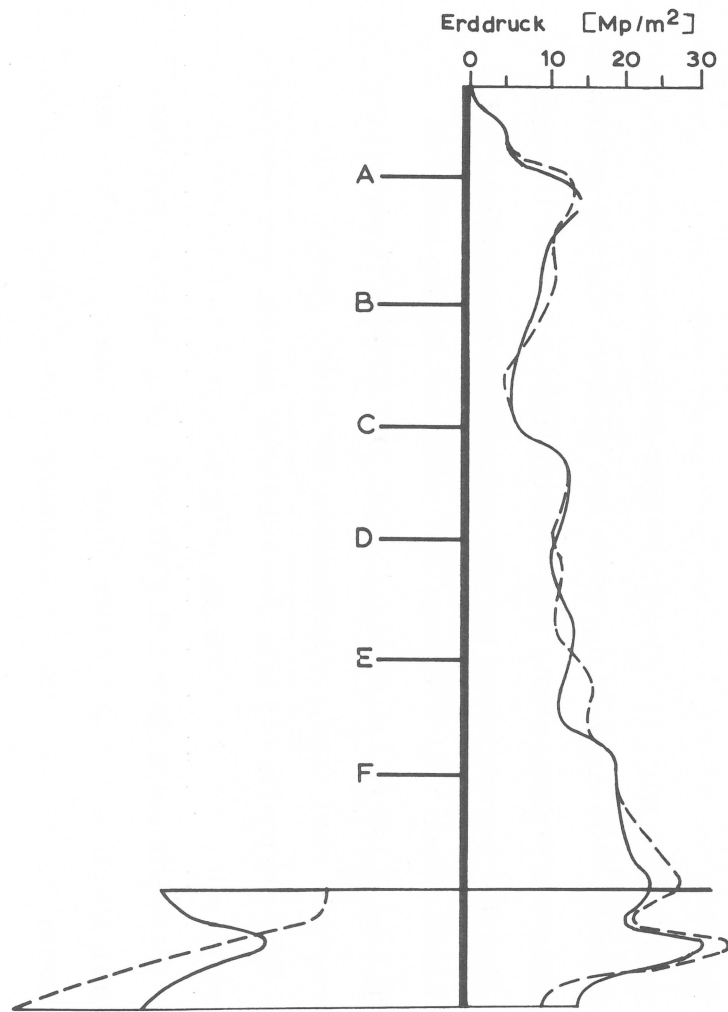
BILD 41: Wandverschiebung mit Tangentenmodul und Sekantenmodul

Die Beanspruchung im Boden wird dadurch größer. Mit zunehmender Beanspruchung wird der Verformungsmodul kleiner und damit die Verschiebung größer. Die Wandverschiebungen bei dieser Programmversion sind etwa 20% kleiner als bei der anderen Programmversion. Die Form der Wandverschiebung bleibt jedoch bei beiden Versionen für alle Aushubzustände gleich. Der Erddruck und die Ankerkräfte sind ebenfalls gleich (Bild 42).

Der Vergleich zeigt, daß die Rechenergebnisse durch diese Programmänderungen nicht entscheidend beeinflußt werden und die vorher an der Messung gezeigte Brauchbarkeit des Rechenprogramms dadurch nicht wesentlich beeinträchtigt wird. Die berechneten Verschiebungen sind zwar etwas zu klein, aber da das bei allen Vergleichsrechnungen zutrifft, verlieren die Parameterstudien dadurch nicht an Aussagekraft.

Für die folgenden Untersuchungen wurde als Beispiel eine 20 m tiefe und 40 m breite Baugrube im Ton gewählt. Ein Grundwasserhorizont wurde nicht berücksichtigt. Die Eigenschaften des Bodens entsprechen dem Frankfurter Ton, wobei die Verformungskennwerte für die Belastung nur aus Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck σ_3 und zunehmender Vertikalspannung σ_1 bestimmt wurden. Es wurden folgende Bodenkennwerte für die Berechnung verwendet :

Raumgewicht	$\gamma_n = 2,0 \text{ Mp/m}^3$
Reibungswinkel	$\rho' = 20^\circ$
Kohäsion	$c' = 2,0 \text{ Mp/m}^2$
E- Modul für Ent- u. Wiederbelastung	$E_{s2} = 12000 \text{ Mp/m}^2$
Kennwerte für E- Modul bei Belastung	$K = 225$ $n = 0,6$ $R_f = 0,9$
Querdehnungszahl	$\nu = 0,2 - 0,4$
Ruhedruckbeiwert	$\lambda_0 = 0,5 - 0,8$



berechnet mit:

- Tangentenmodul , Deviator
- - - Sekantenmodul , stress - level

Bild 42: Erddruck und Ankerkräfte mit Tangenten- und Sekantenmodul

Die Steifigkeit der Baugrubenwand entspricht einer 0,6 m dicken Schlitzwand im Zustand I. Als Anker- und Steifenabstand wurden 4 m gewählt. Die Begrenzung des Elementnetzes und die Randbedingungen wurden nach den gleichen Kriterien wie für das vorige Beispiel festgelegt (Bild 43). Das Elementnetz besteht aus 236 Knoten und 400 Elementen. Die Rechenzeit an der Anlage TR 440 betrug für einen Rechenschritt etwa 3 Minuten. Der Gesamtaushub wurde in jeweils 20 Rechenschritten simuliert, so daß die Rechenzeit dafür 1 Stunde betrug.

8.2 Methode der Ankervorspannung

Wie bereits vorher angeführt, wurden bei der Simulierung des Aushubs die Vorspannung einer Ankerlage und der folgende Bodenaushub bis zur nächsten Ankerlage in einem Rechenzyklus zusammen behandelt. Der Einfluß dieser Methode auf die Rechenergebnisse soll daher an einer Vergleichsrechnung, bei der die Ankervorspannung zunächst allein aufgebracht und danach erst der Aushub in einem gesonderten Rechenzyklus simuliert wurde, gezeigt werden.

Die Wandverschiebung wird bei gleichzeitiger Behandlung von Vorspannung und folgendem Aushub um etwa 10% größer, als bei getrennter Nachahmung von Vorspannung und Aushub (Bild 44). Die Ursache liegt darin, daß die Vorspannung bei der getrennten Behandlung beim folgenden Aushub schon voll wirksam ist, während sie im anderen Fall erst mit dem Aushub aufgebracht wird. Die Erddruckverteilung und Erddruckgröße sind dagegen bei beiden Methoden gleich. Die Ankerkräfte sind ebenfalls für alle Aushubstufen gleich. Der Verlauf der Ankerkräfte während des Aushubs unterscheidet sich natürlich. Während die Gesamtankerkräfte bei gleichzeitigem Aushub und Vorspannung kontinuierlich mit der Aushubtiefe zunehmen, tritt bei der getrennten Behandlung durch die Vorspannung eine sprunghafte Erhö-

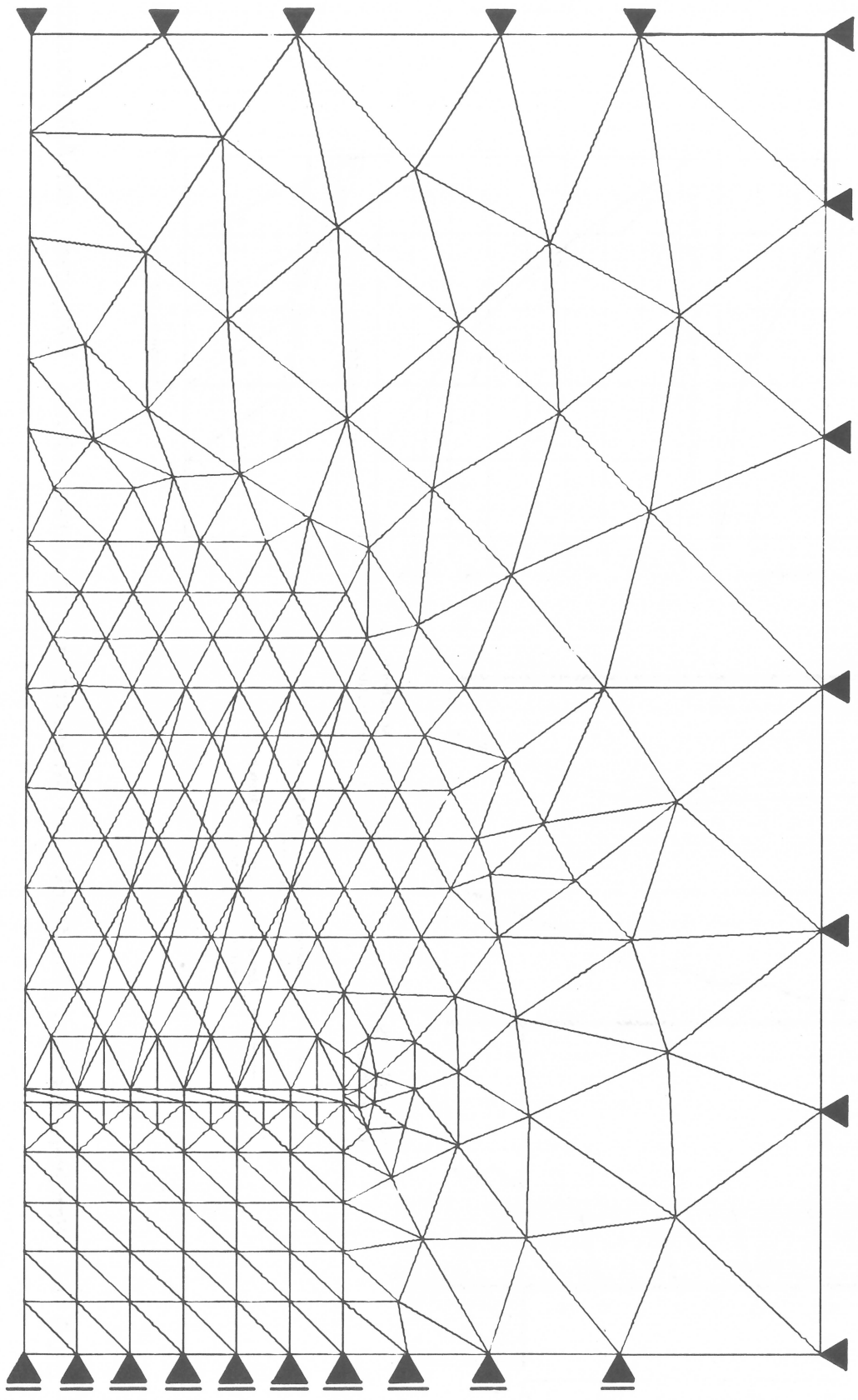


BILD 43: Elementnetz und Randbedingungen

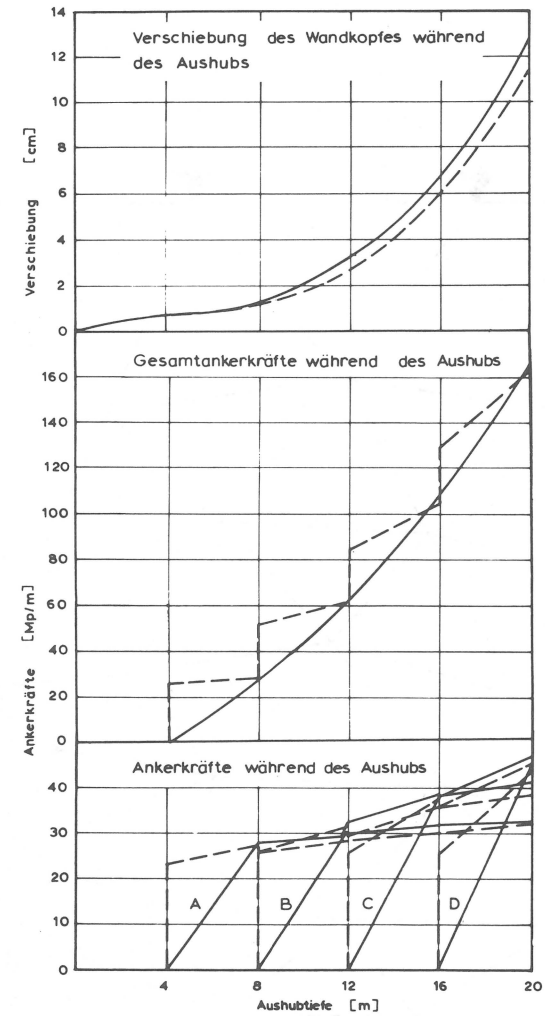
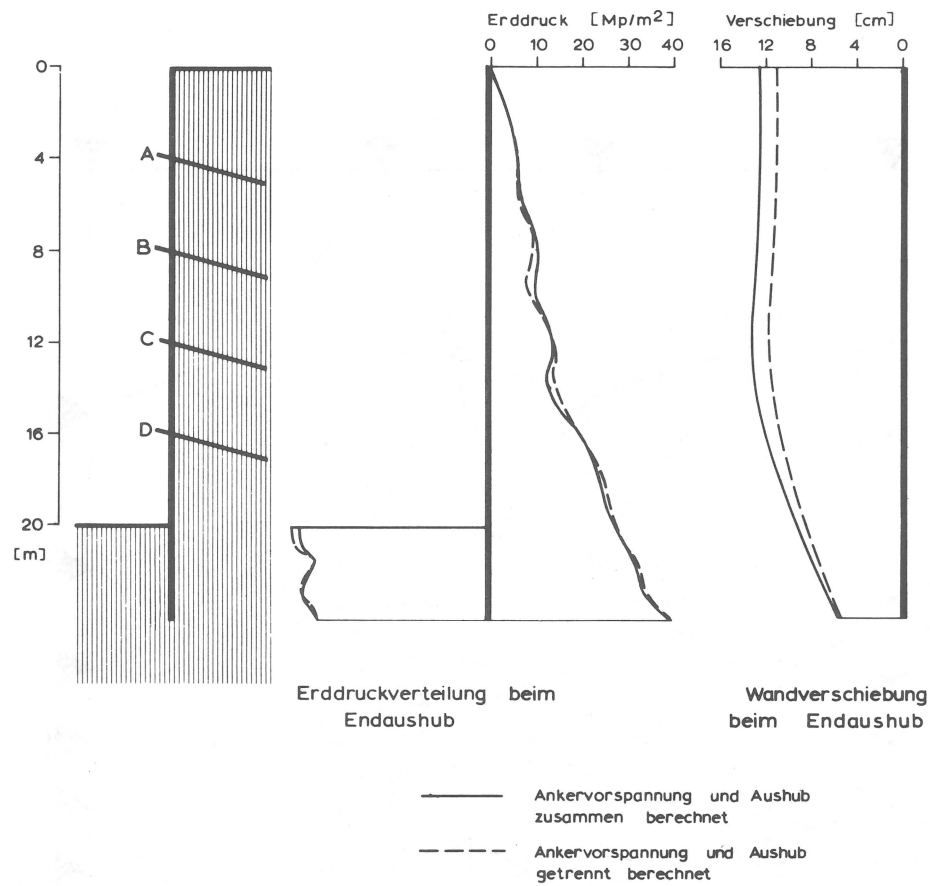


BILD 44: Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte bei verschiedenen Methoden der Ankervorspannung

hung der Ankerkraft auf. Der übrige Verlauf der Ankerkräfte während des Aushubs ist bei beiden Methoden gleich (Bild 44). Dabei fällt besonders auf, daß die Ankerkräfte mit zunehmender Tiefe immer mehr über der aufgebrauchten Vorspannkraft liegen. Die Darstellung der Gesamtankerkräfte während des Aushubs bei getrennter Ankervorspannung macht dies besonders deutlich.

Da bei gleichzeitiger Behandlung von Vorspannung und Aushub fast die Hälfte an Rechenzeit gespart werden kann, wird in anbetracht der geringen Unterschiede bei allen weiteren Rechnungen auf eine getrennte Behandlung der Vorspannung verzichtet und sie wird gleichzeitig mit dem folgenden Teilaushub behandelt.

8.3 Einfluß der Ankerlänge

Bei dieser Untersuchung waren die Anker 15° geneigt und mit 30 Mp pro Anker vorgespannt. Es kamen kurze Anker von 15,2 m Länge und lange Anker von 30,4 m Länge zur Anwendung. Der Ruhedruckbeiwert wurde mit $\lambda_0 = 0,6$ und die Querdehnungszahl mit $\nu = 0,3$ angenommen. Mit diesen Werten wurden 4 verschiedene Fälle untersucht. Außer der Verankerung mit 4 kurzen und mit 4 langen Ankern wurden auch noch die Kombinationen mit zwei kurzen Ankern oben und zwei langen Ankern unten, sowie der Fall mit umgekehrter Ankeranordnung untersucht. Für diese vier Fälle sind die Wandverschiebungen bei verschiedenen Aushubtiefen in Bild 45 dargestellt.

Bis 12 m Aushubtiefe sind die Wandverschiebungen bei allen 4 Fällen klein und die Verbauwand hat sich über die gesamte Höhe um 1 cm bis 2 cm parallel in die Baugrube verschoben. Beim weiteren Aushub nehmen die Wandverschiebungen verstärkt mit dem Aushub zu. Dabei bleibt die Parallelverschiebung auch weiterhin vorherrschend. Bei der im oberen Bereich mit kurzen Ankern gesicherten Verbauwand verschiebt

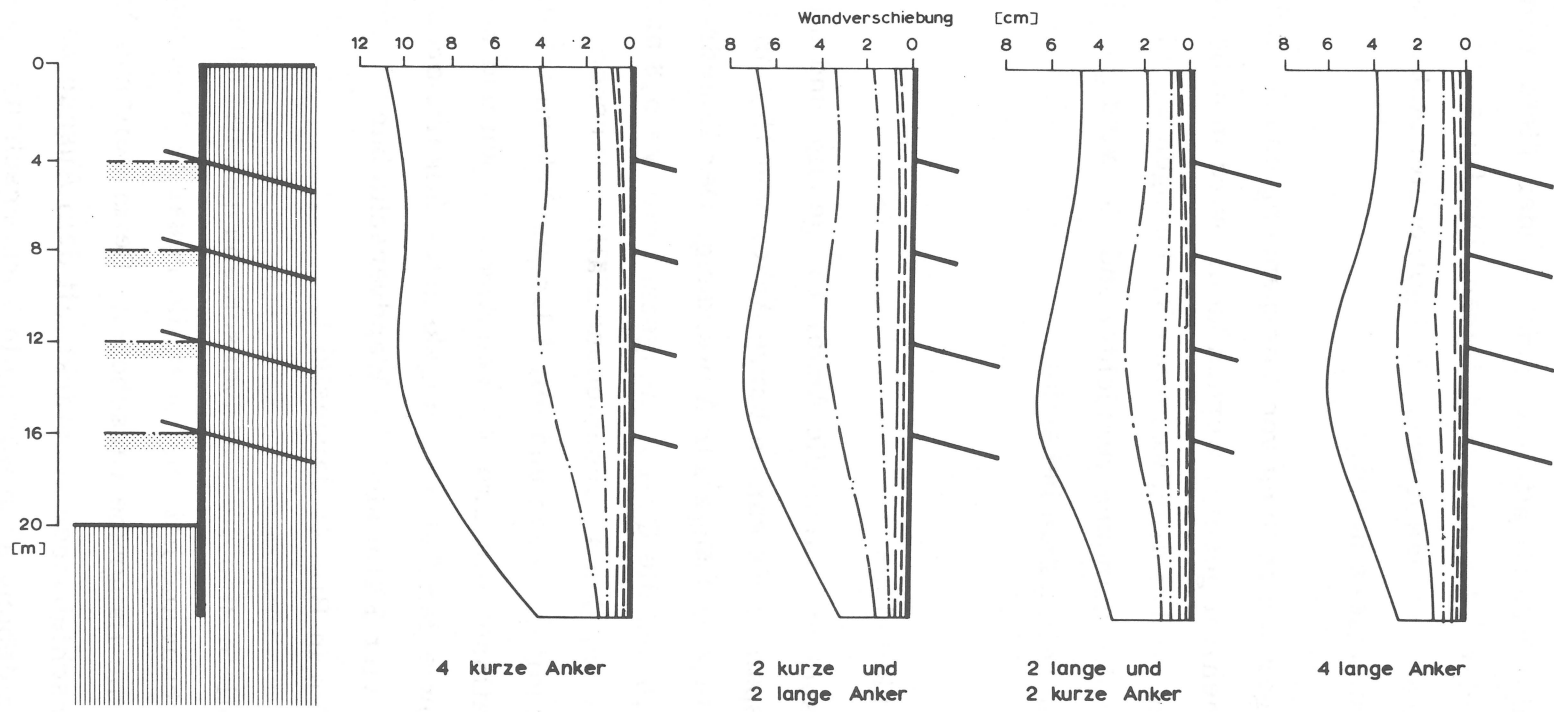


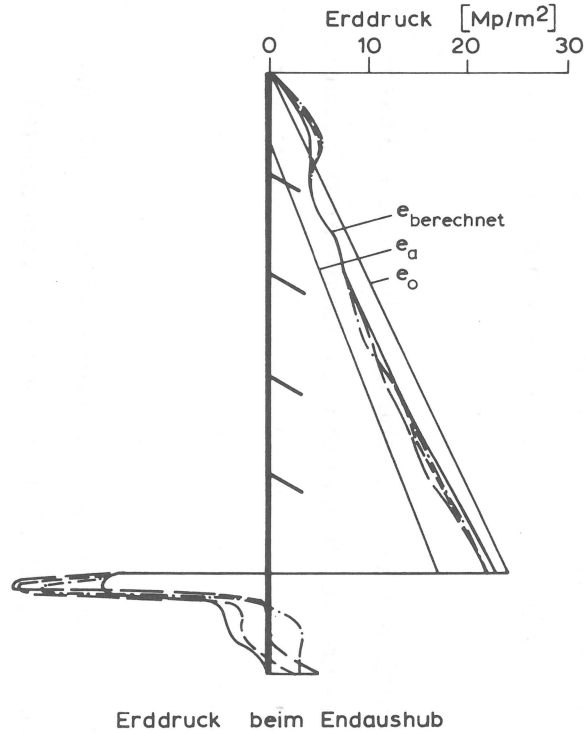
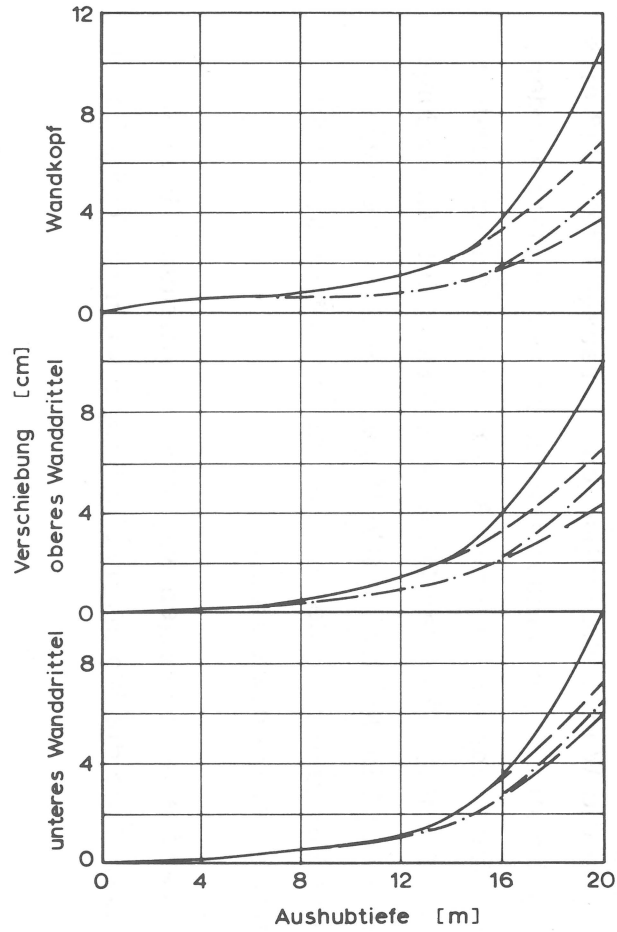
BILD 45: Einfluß der Ankerlänge auf die Wandverschiebung

sich der Wandkopf mehr als der Wandfuß. Durch die Verlängerung der oberen Anker wird die Verschiebung des Wandkopfes vermindert, so daß sich die Wand im Bereich der unteren beiden Anker am meisten verschiebt, während der Wandkopf und der Wandfuß fast die gleiche Verschiebung mitmachen. Die Verschiebung der oberen Wandhälfte beträgt bei der Verankerung mit vier kurzen Ankern etwa 10 cm. Durch die Anordnung von zwei langen Ankern im unteren Wandteil werden die Verschiebungen um 3 cm auf 7 cm vermindert. Noch günstiger wird es, wenn die langen Anker oben und die kurzen Anker unten angeordnet werden. Dadurch werden die Verschiebungen weiter auf 5 cm vermindert. Wenn die beiden unteren kurzen Anker dann auch noch verlängert werden, vermindert sich die Verschiebung nur noch um 1 cm, so daß die Verschiebung bei der Verankerung mit 4 langen Ankern nur noch etwa 4 cm beträgt.

In der unteren Wandhälfte werden die Verschiebungen durch die Ankerlänge weniger beeinflusst. Während die Verschiebung durch eine Verdoppelung der Ankerlänge am Wandkopf von 11 cm auf 4 cm vermindert wurde, wurde sie in Höhe der endgültigen Baugrubensohle nur von 7 cm auf 4 cm vermindert.

Nach dieser Vergleichsrechnung nimmt die Wandverschiebung mit zunehmender Ankerlänge ab, wobei ihr Einfluß im oberen Wanddrittel größer als im unteren Wanddrittel ist. Durch eine Verlängerung der oberen Anker können die Wandverschiebungen, vorausgesetzt, daß eine ausreichende Standsicherheit vorhanden ist, mehr vermindert werden, als durch eine Verlängerung der unteren Anker. Diese Ankeranordnung ergibt sich auch in der Regel bei der Dimensionierung der Ankerlänge nach der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge. Die Ursache liegt darin, daß sich die Verlängerung der oberen Anker früher auswirkt als die Verlängerung der unteren Anker.

Der Verlauf der Wandverschiebungen während des Aushubs (Bild 46) zeigt, daß die Ankerlänge die Wandverschiebung noch nicht beim un-



- 4 kurze Anker
- - - oben 2 kurze Anker
unten 2 lange Anker
- · - · oben 2 lange Anker
unten 2 kurze Anker
- - - 4 lange Anker
- · - · aktiver Erddruck für $\delta = 0$

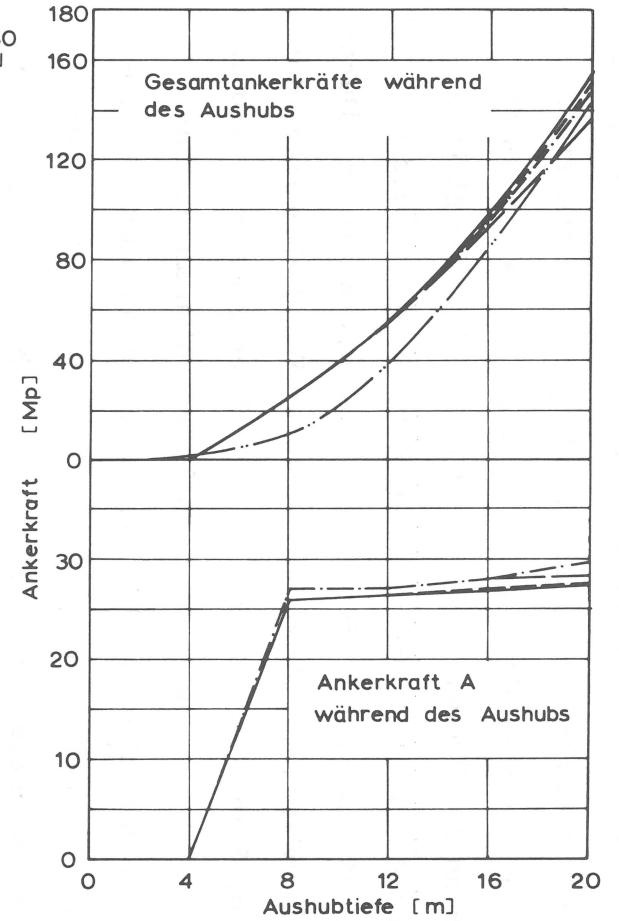


BILD 46: Einfluß der Ankerlänge auf Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte

mittelbar folgenden Aushub bis zur nächsten Ankerlage beeinflusst. Beim Vergleich der beiden mit vier gleichlangen Ankern gesicherten Verbauwänden mit den Wänden, die mit verschiedenen langen Ankern gesichert waren, zeigt sich, daß die Ankerlänge die Wandverschiebung erst ab 16 m Aushubtiefe beeinflusst, obwohl die Ankerlänge schon ab 12 m Aushubtiefe geändert wurde. Danach hat die Länge des zuletzt eingebauten Ankers nur wenig Einfluß auf die Wandverschiebung.

Auf den Erddruck und die Ankerkräfte hat die Ankerlänge fast keinen Einfluß (Bild 46). Bei allen Beispielen stellt sich eine dreieckförmige Erddruckverteilung ein. Durch die Vorspannung der oberen Ankerlage wird der Erddruck gegenüber dem Ruhedruck erhöht. Diese einmal erzielte Vorspannung des Bodens bleibt bis zum Endaushub erhalten. Beim Endaushub entsprechen die Gesamtankerkräfte dem auf die Aushubtiefe bezogenen aktiven Erddruck. Vor dem Endaushub ist die Gesamtankerkraft durch die Vorspannung größer als der aktive Erddruck. Der Erddruck auf die Verbauwand ist größer als der aktive Erddruck. Die Differenzkraft aus dem berechneten Erddruck und den Gesamtankerkräften wird vom Erdauflager am Wandfuß aufgenommen.

8.4 Einfluß der Ankervorspannung

Der Einfluß der Ankervorspannung wird an der mit vier kurzen Ankern gesicherten Baugrubenwand gezeigt. Dazu wird die vorher mit 30 Mp pro Anker vorgespannte Verbauwand zum Vergleich auch ohne Ankervorspannung berechnet.

Die Parallelverschiebung der Wand, wobei lediglich der Wandfuß zurückbleibt, ist auch ohne Ankervorspannung vorherrschend. Ohne Vorspannung vergrößert sich die Wandverschiebung beim Endaushub von 10 cm auf 13 cm (Bild 47). Die Zunahme der Verschiebung entspricht

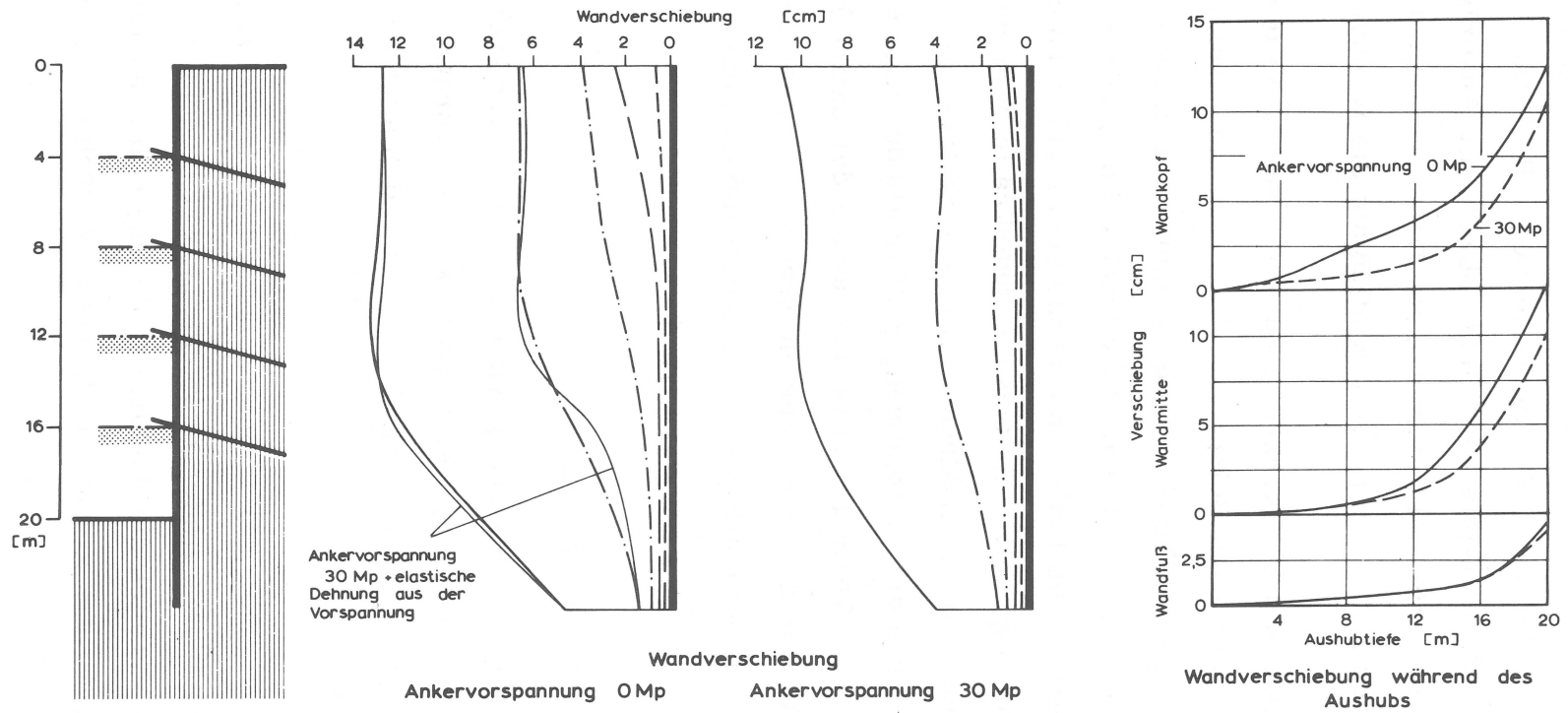


BILD 47: Einfluß der Ankervorspannung auf die Wandverschiebung

der vorweggenommenen elastischen Stahldehnung durch die Vorspannung der Anker. In Bild 47 wurde die elastische Stahldehnung aus der Ankervorspannung zu den Verschiebungen der vorgespannten Verbauwand addiert und für die Aushubtiefen 16 m und 20 m den Verschiebungen der nicht vorgespannten Verbauwand gegenübergestellt. Sie sind über die gesamte Wandhöhe fast gleichgroß.

Der Verschiebungsverlauf während des Aushubs (Bild 47) zeigt, daß sich der Wandkopf der nicht vorgespannten Wand beim Aushub von 4 m bis 12 m wesentlich mehr als der Wandkopf der vorgespannten Wand verschiebt. Beim weiteren Aushub ist die Zunahme der Verschiebung des Wandkopfes mit und ohne Ankervorspannung gleichgroß und unabhängig von der Vorspannung der unteren Anker. In der Wandmitte, in Höhe der C-Ankerlage, sieht der Verschiebungsverlauf während des Aushubs entsprechend aus. Die Verformung der nicht vorgespannten Wand nimmt hier nur beim Aushub von 12 m bis 16 m, das ist gerade der Bereich, in dem die C-Ankerlage vorgespannt wird, gegenüber der vorgespannten Wand stark zu. Beim übrigen Aushub ist die Verschiebung in der Wandmitte ebenfalls unabhängig von der Vorspannung der anderen Anker.

Auf die Verschiebung des Wandfußes hat die Ankervorspannung fast keinen Einfluß. Damit wird die Wandverschiebung durch die Vorspannung einer Ankerlage immer nur örtlich beeinflußt, während sich der größte Teil der Wand unabhängig von der Ankervorspannung verformt.

Der Erddruck auf die Verbauwand ist ohne Ankervorspannung kleiner als mit Vorspannung und liegt nahe bei dem aktiven Erddruck. Die Erddruckverteilung ist in beiden Fällen dreieckförmig.

Bis zu einer Aushubtiefe von 12 m werden die Gesamtankerkräfte der vorgespannten Wand zunehmend größer als die der nicht vorgespannten

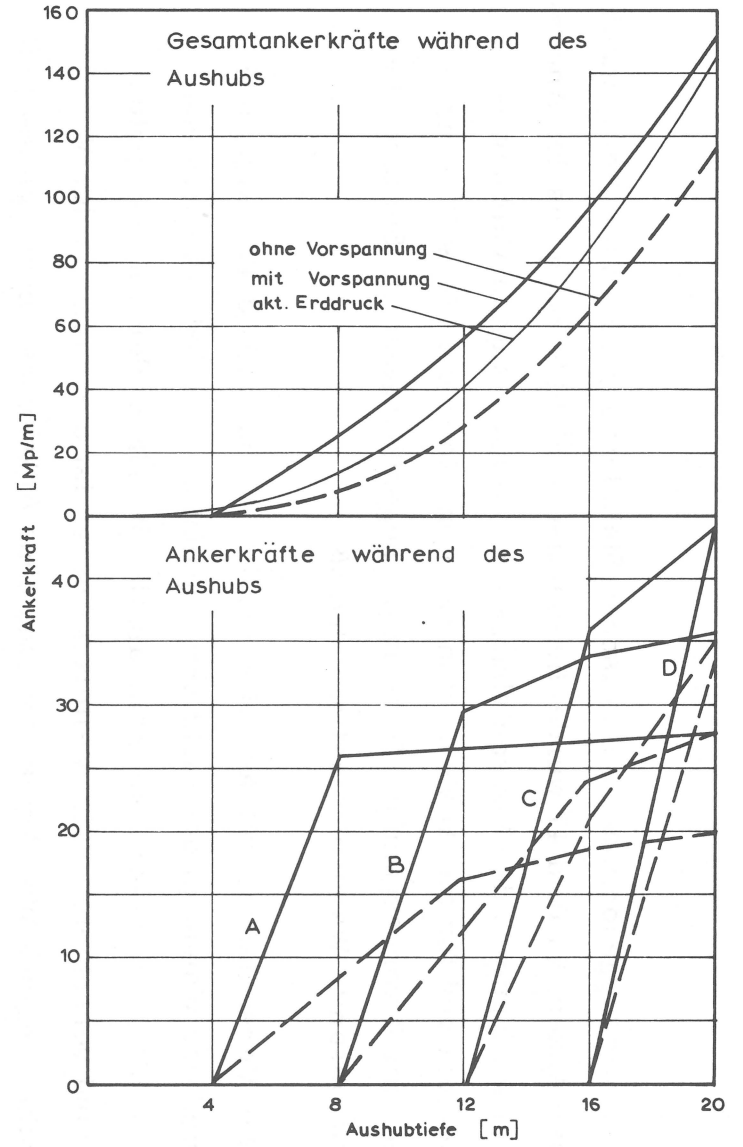
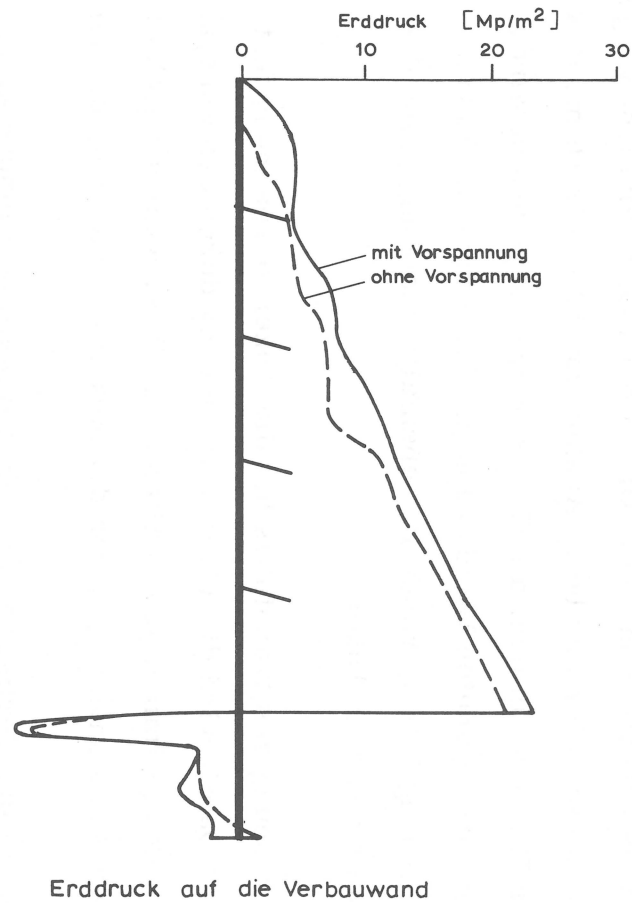


Bild 48: Einfluß der Ankervorspannung auf Erddruck und Ankerkräfte

Wand (Bild 48). Beim weiteren Aushub nehmen die Gesamtankerkräfte in beiden Fällen gleich zu. Bei 12 m Aushubtiefe liegt auch die Grenze, ab der der aktive Erddruck mehr als die hier gewählte Vorspannung von 30 Mp pro Anker zunimmt. Der Verlauf der Einzelankerkräfte während des Aushubs (Bild 48) zeigt, daß die Ankerkräfte bei der nicht vorgespannten Verbauwand auch noch beim Aushub nach dem Einbau der nächsten Ankerlage stark zunehmen, während die Ankerkräfte im anderen Fall nach der Vorspannung, insbesondere, wenn diese größer als der aktive Erddruck ist, kaum noch zunehmen.

8.5 Einfluß der Ankerneigung

Der Einfluß der Ankerneigung wird an der mit kurzen Ankern und mit 30 Mp pro Anker vorgespannten Baugrubenwand gezeigt und zum Vergleich die Ankerneigung von 15° auf 30° erhöht.

Durch die steilere Ankerneigung wurde die Wandverschiebung beim Endaushub, mit Ausnahme des Wandfußes, um etwa 1 cm vermindert (Bild 49). Danach kann die Wandverschiebung durch die Ankerneigung nicht wesentlich beeinflusst werden.

Eine merkbare Verminderung der Verschiebung tritt erst ab 12 m Aushubtiefe auf (Bild 49). Ab dieser Tiefe werden die Ankerkräfte unter dem Niveau der endgültigen Baugrubensohle in den Boden eingeleitet.

Die Ankerkräfte sind für die beiden untersuchten Ankerneigungen gleichgroß und zeigen denselben Verlauf während des Aushubs (Bild 50). Damit ist die Horizontalkomponente der steil geneigten Anker kleiner, als die der flachen Anker. Um das gleiche Maß unterscheidet sich auch die Horizontalkomponente des Erddrucks. Die Unterschiede sind jedoch klein und unbedeutend.

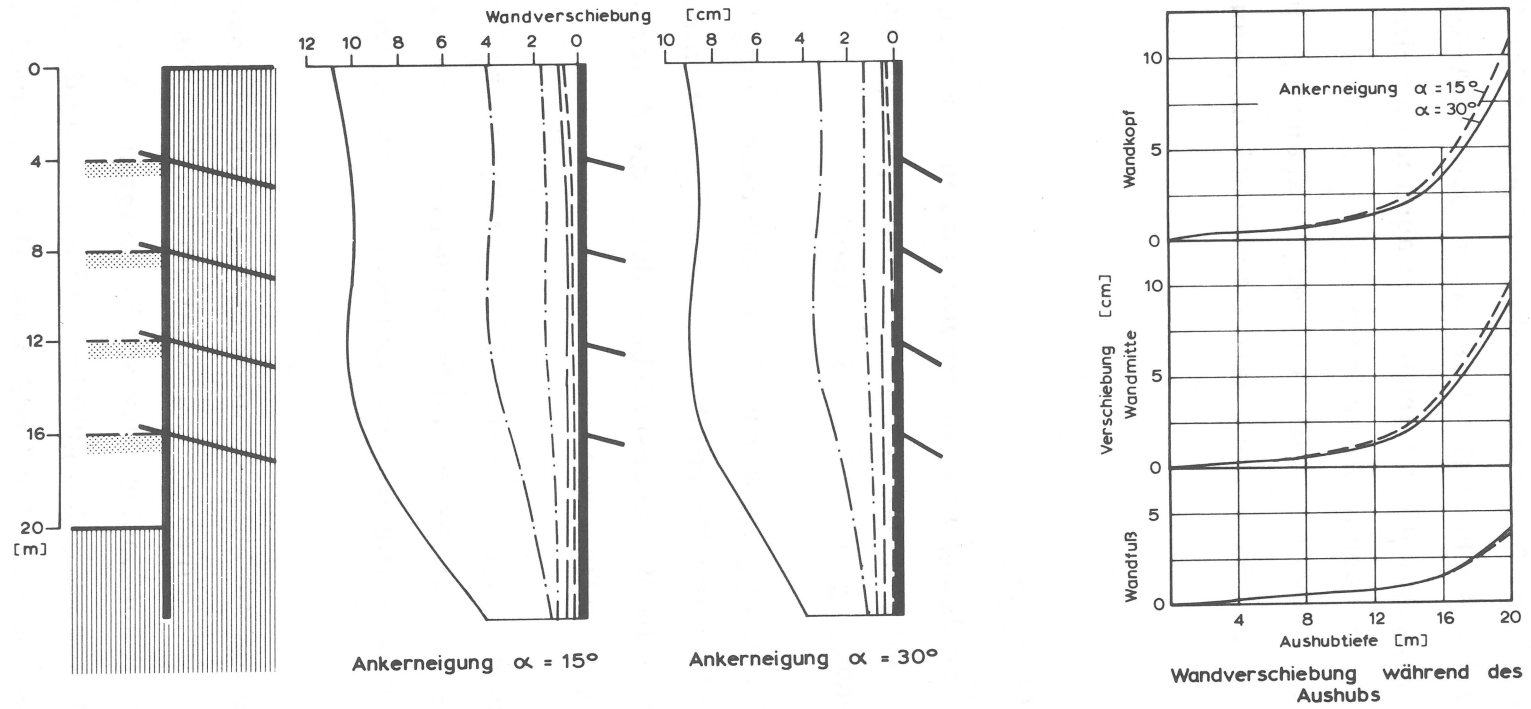


BILD 49: Einfluß der Ankerneigung auf die Wandverschiebung

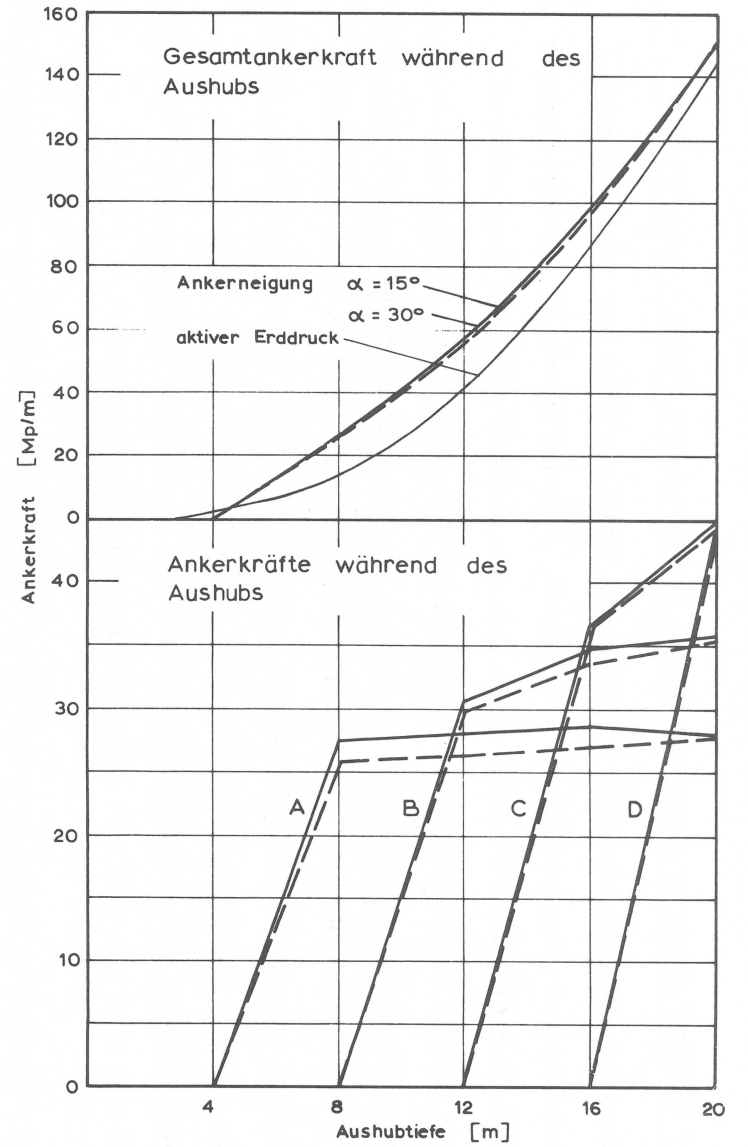
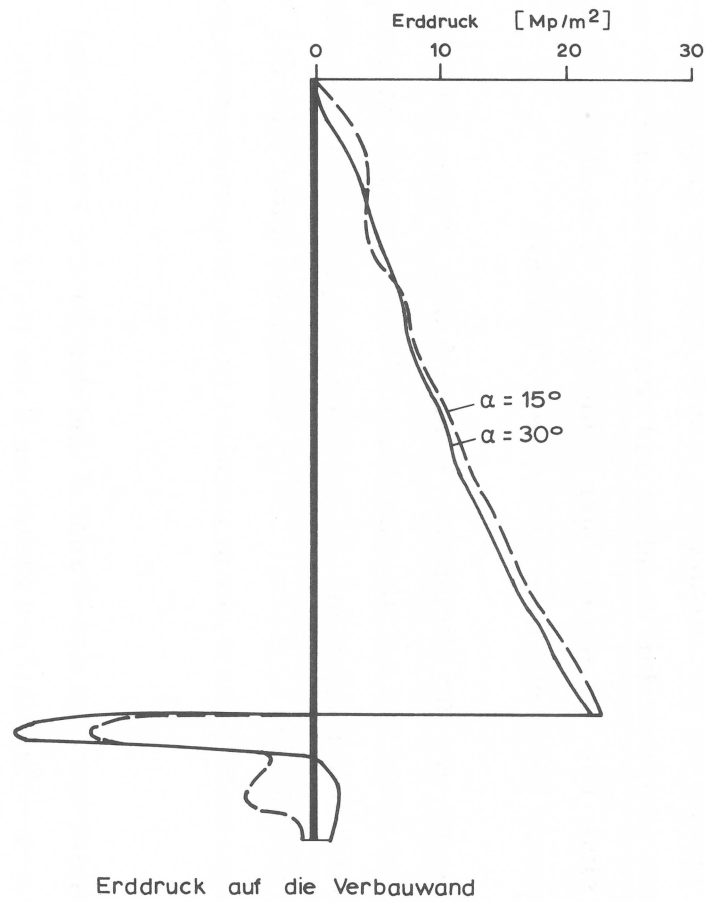


Bild 50 : Einfluß der Ankerneigung auf Erddruck und Ankerkräfte

8.6 Einfluß eines gemischten Stütz-Systems aus Ankern und Steifen

Für diese Untersuchungen wurden die Verbauwände mit vier verschiedenen Abstützungssystemen gesichert. Einmal wurde die Verbauwand mit 4 kurzen Ankern verankert. Danach wurden anstelle der unteren zwei Anker Steifen eingebaut. In der dritten Rechnung wurde die unterste Steife weggelassen und in der vierten Berechnung wurden schließlich oben zwei Steifen und unten zwei Anker eingebaut. Der Ruhedruckbeiwert wurde für alle Beispiele mit $\lambda_0 = 0,8$ und die Querdehnungszahl mit $\nu = 0,3$ angenommen. Die mit 15° geneigten Anker hatten eine Länge von 15,2 m und waren mit 30 Mp pro Anker vorgespannt. Als Steifen wurden IPB 450 gewählt, sie wurden nicht vorgespannt.

Die verankerte Wand hat sich etwa 13 cm in die Baugrube verschoben. Sie zeigt auch wieder die für verankerte Wände typische Parallelverschiebung, wobei lediglich der Wandfuß und das untere Wanddrittel zurückgeblieben sind. Die Verschiebungen nehmen bis 12 m Aushubtiefe langsam und danach stark mit dem Aushub zu. (Bild 51)

Im zweiten Beispiel, wo für die unteren beiden Anker Steifen eingebaut waren, wurde die Wand, bis auf die elastische Verkürzung der Steifen, in Höhe der Abstützung fixiert und sie hat sich nach dem Steifeneinbau nur noch unter den Steifen verformt. Beim Endaushub hatte sich die Wand über die gesamte Höhe 3,5 cm parallel in die Baugrube verschoben.

Im dritten Beispiel hat sich der Wandfuß und das untere Wanddrittel durch die Wegnahme der unteren Steife um 2 cm mehr verschoben. Die Wandverschiebung über der Steife ist gleich geblieben. Der Wandfuß hat damit eine größere Verschiebung als der Wandkopf mitgemacht. Die Krümmung zeigt deutlich, daß die Biegebeanspruchung der Wand durch die Wegnahme der unteren Steifenlage stark zugenommen hat.

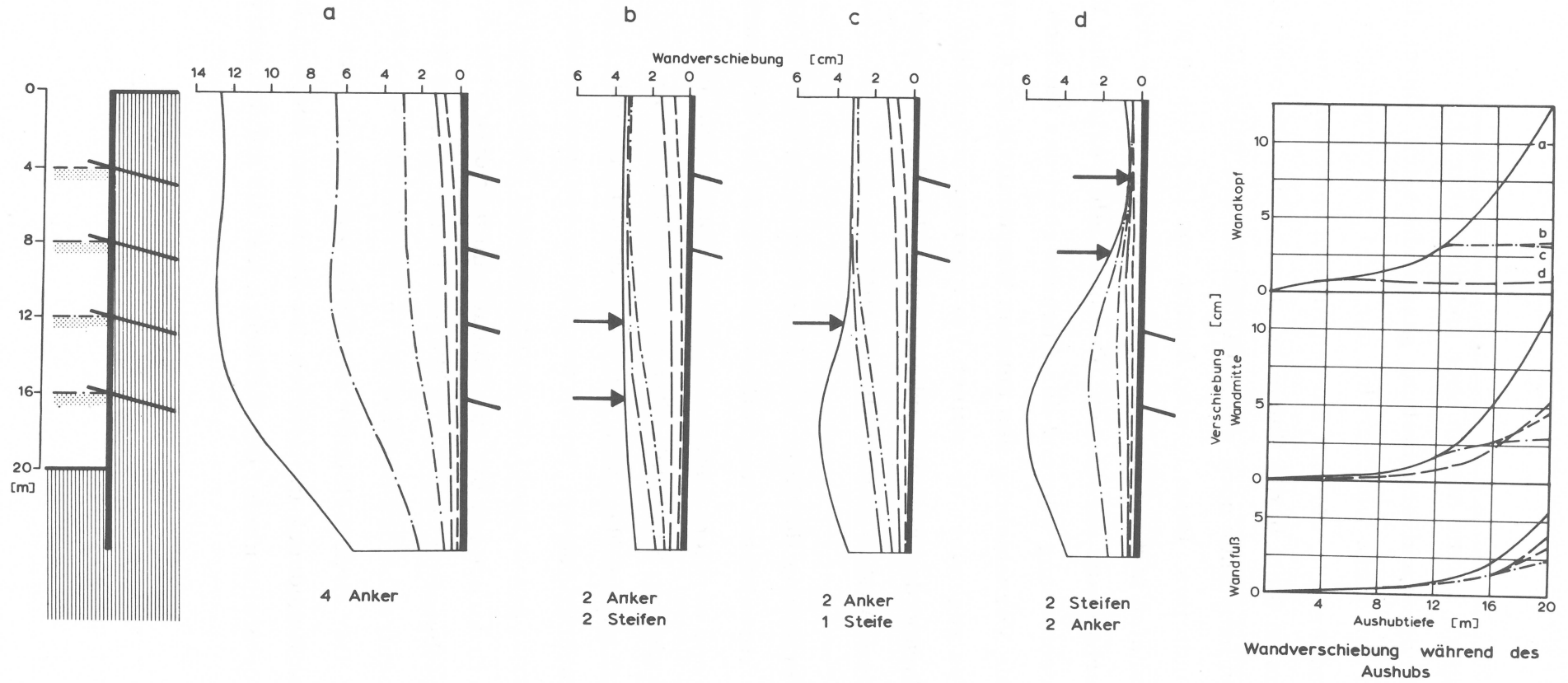


BILD 51: Einfluß von Anker und Steifen auf die Wandverschiebung

Im letzten Beispiel, wo die Steifen oben und die Anker unten angeordnet waren, sieht die Wandverschiebung ganz anders aus. Durch die Steifen hat sich der obere Wandbereich nur um 1 cm verschoben. Der untere Wandbereich, der mit kurzen Ankern verankert war, hat sich dagegen bis zu 6 cm in die Baugrube verschoben. Die oben angeordneten Steifen haben nur noch wenig Einfluß auf die Verschiebung des unteren Wandteiles. Beim letzten Aushub von 16 m bis 20 m Tiefe hat sich der Wandfuß fast um den gleichen Betrag wie bei der rein verankerten Verbauwand verschoben. Der parallele Verlauf der Kurven für die Verschiebung während des Aushubs zeigt das deutlich an (Bild 51). Die Verschiebung des unteren Wanddrittels wird zwar durch die Steifen gegenüber der reinen Verankerung vermindert, aber am Verlauf während des Aushubs erkennt man, daß die Verminderung mit zunehmendem Aushub immer kleiner wird.

Die Erddruckverteilung für diese vier Beispiele ist in Bild 52 dargestellt. Bei der verankerten Baugrubenwand verläuft der Erddruck dreieckförmig und erreicht außer dem Bereich unter dem letzten Anker fast den aktiven Erddruck. Der größere Erddruck im oberen Wandbereich ist auf die über dem aktiven Erddruck liegende Anker-
vorspannung zurückzuführen. Durch den Einbau von zwei Steifen anstelle der unteren Anker bleibt die dreieckförmige Erddruckverteilung erhalten. Der Erddruck hat bis zum Endaushub fast die Größe des Ruhedruckes beibehalten. Durch die Wegnahme der unteren Steife tritt eine Konzentration des Erddruckes im Bereich der verbleibenden Steife auf. Der Erddruck unter der Steife lagert sich nach oben um, so daß der Ruhedruck im Bereich der Steife noch überschritten wird. Unter der Steife nimmt der Erddruck fast bis auf den aktiven Erddruck ab.

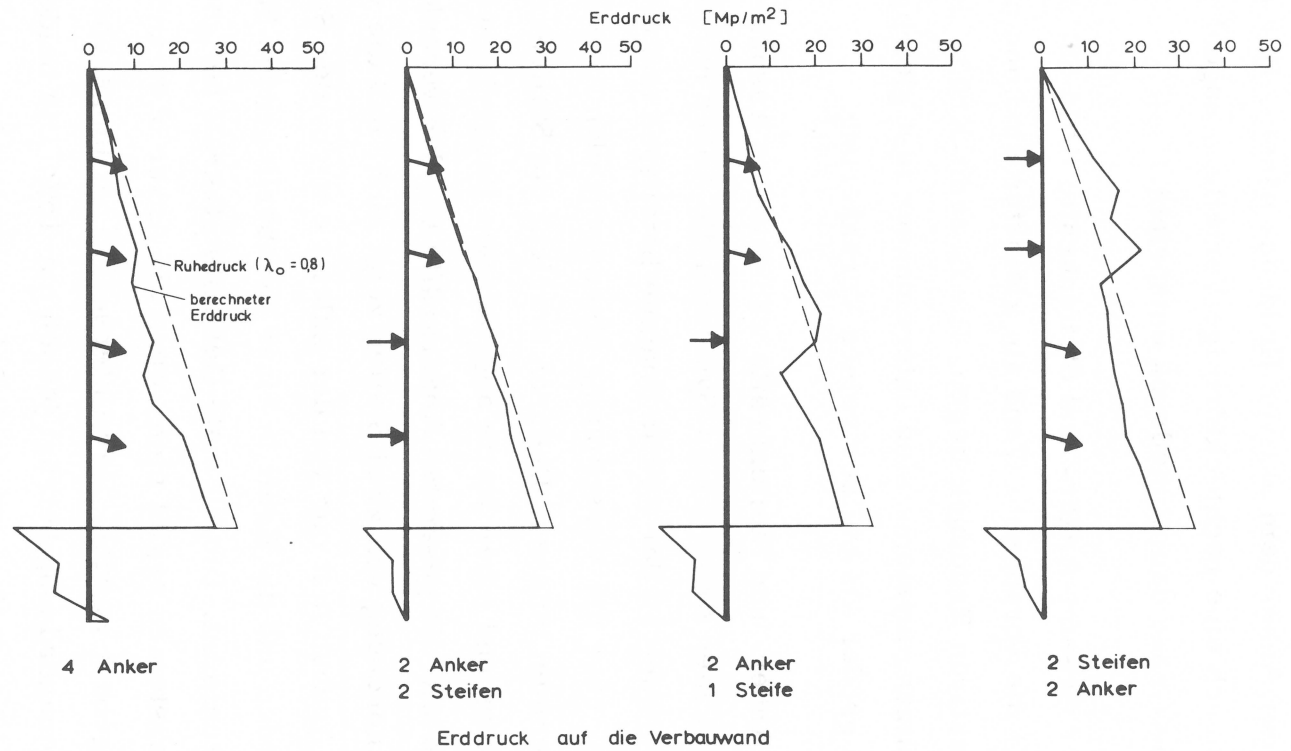


BILD 52: Einfluß von Ankern und Steifen auf die Erddruckverteilung

Durch die Anordnung der Steifen im oberen Wandbereich tritt eine noch stärkere Erddruckumlagerung auf. Im Bereich der Steifen ist der Erddruck wesentlich größer als der Ruhedruck, während er sich im Bereich der Anker dem aktiven Erddruck nähert. Der Erddruck kann hier durch eine rechteckförmige Verteilung angenähert werden, wobei die Größe dem Ruhedruck entspricht.

Der Vergleich der Gesamt-Anker- und Steifenkräfte (Bild 53) zeigt, daß die Kräfte auf die verankerte Wand am kleinsten sind und nur wenig über dem aktiven Erddruck liegen. Die Gesamt-Kräfte der gemischten Abstützungssysteme sind untereinander fast gleichgroß und um etwa 25% größer als bei der reinen Verankerung.

Der Verlauf der Anker- und Steifenkräfte während des Aushubs zeigt, daß sich bei gemischten Abstützungssystemen die Anker nur bis zur Größe der Vorspannung an der Kraftaufnahme beteiligen und die Steifen den gesamten, über die Vorspannung hinausgehenden Anteil des Erddruckes aufnehmen müssen. Dadurch erreicht die Steifenkraft, der mit zwei Ankern und einer Steife abgestützten Baugrubenwand, fast die gleiche Größe wie die gesamten Ankerkräfte bei der verankerten Wand. Bei der Anordnung von zwei Steifen zeigt sich, daß die weiteren Kräfte beim Aushub fast nur von der zuletzt eingebauten Steife übernommen werden und die Kraft in einer darüberliegenden Steifenlage kaum noch zunimmt. Die kleinste Gesamtstützkraft bei gemischten Abstützungssystemen ergibt sich, wenn die Anker oben und die Steifen unten eingebaut werden. Der Unterschied bei umgekehrter Anker- und Steifenanordnung beträgt jedoch nur 10%. Die beiden Steifen erhalten dabei auch annähernd gleichgroße Kräfte, während bei oben ausgesteiften Baugruben in erster Linie die zuletzt eingebaute Steife den Erddruck aufzunehmen hat.

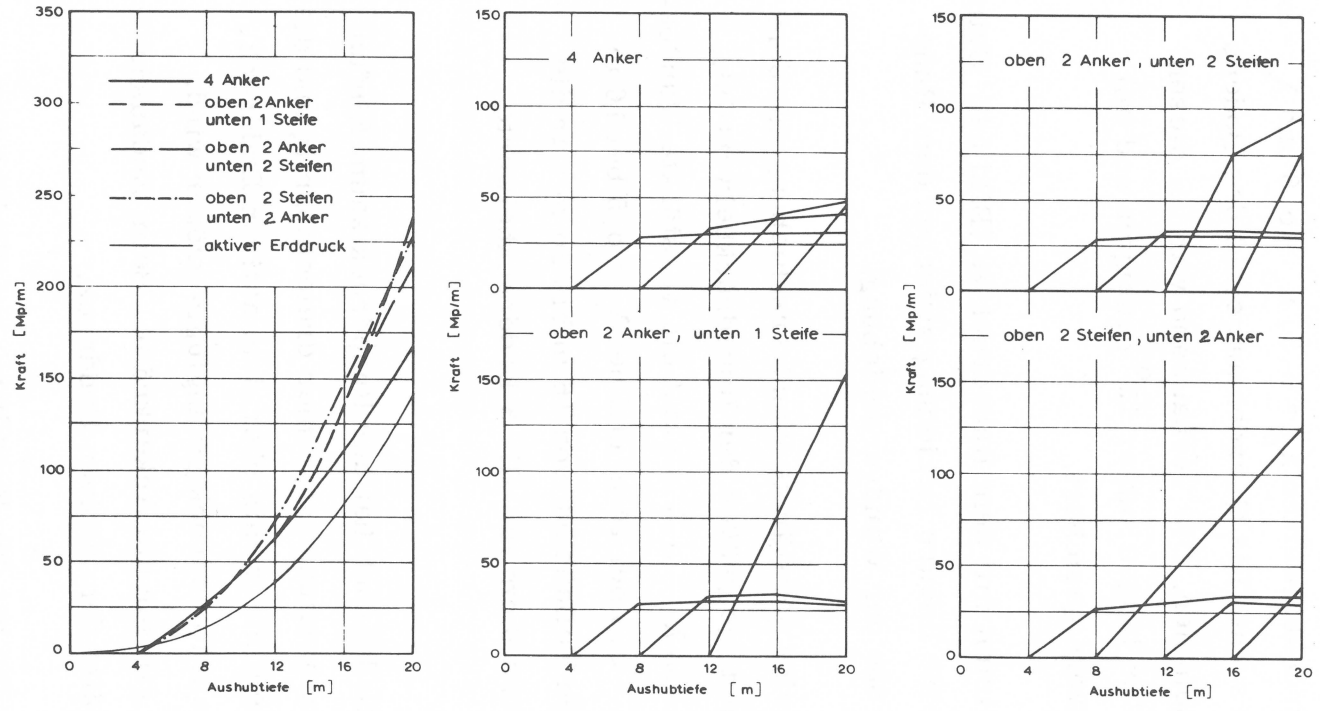


BILD 53: Anker- und Steifenkräfte während des Aushubs

8.7 Einfluß des Ruhedruckes

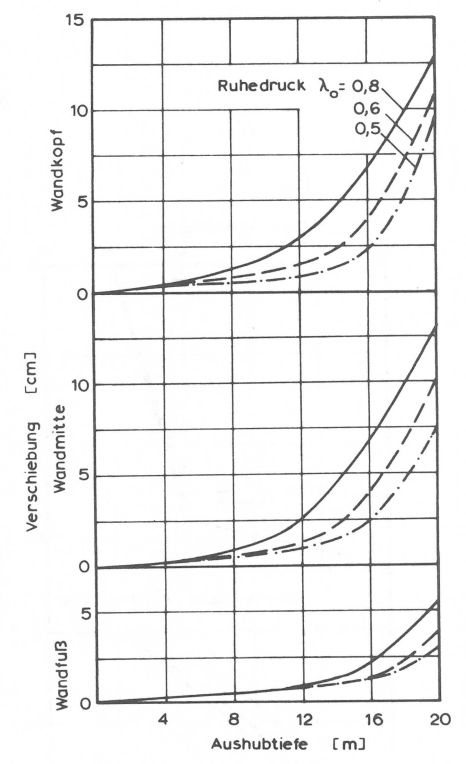
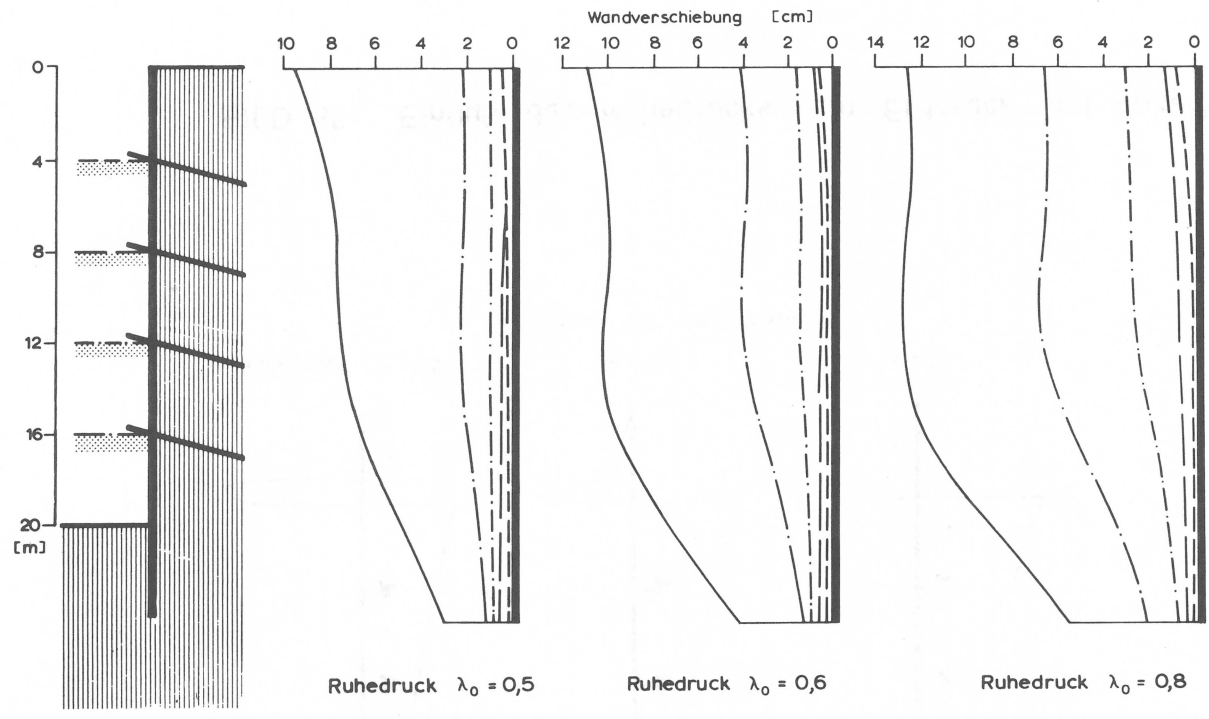
Der Einfluß des Ruhedruckes auf die Wandverschiebung, Erddruck und Ankerkräfte wurde an 3 Beispielen, bei denen die Anfangsspannungen im Boden mit den Ruhedruckbeiwerten $\lambda_0 = 0,5$, $\lambda_0 = 0,6$ und $\lambda_0 = 0,8$, errechnet wurden, untersucht. Die Querdehnungszahl des Bodens wurde mit $\nu = 0,3$ angenommen. Die Verbauwand war bei diesen Beispielen mit vier 15,2 m langen, unter 15° geneigten und mit 30 Mp vorgespannten Ankern gesichert.

Die Wandverschiebung nimmt mit dem Ruhedruck zu (Bild 54). Beim Endaushub besteht fast eine lineare Beziehung zwischen dem Ruhedruckbeiwert und der Größe der Wandverschiebung.

Es fällt weiter auf, daß eine verstärkte Wandverschiebung mit dem Aushub um so eher beginnt, je größer der Ruhedruckbeiwert ist. Beim Ruhedruckbeiwert von $\lambda_0 = 0,8$ beginnt die verstärkte Wandbewegung bei 12 m, bei $\lambda_0 = 0,6$ bei 14 m und bei $\lambda_0 = 0,5$ bei 16 m Aushubtiefe. Beim letzten Teilaushub von 16 m bis 20 m war die Wandverschiebung mit etwa 6 cm für alle 3 Erddruckbeiwerte gleichgroß.

Auf den Erddruck beim Endaushub hat der Ruhedruck kaum Einfluß. (Bild 55). Die Erddruckverteilung ist immer dreieckförmig und die Größe des Erddruckes liegt nur wenig über dem aktiven Erddruck, wobei er mit zunehmendem Ruhedruck geringfügig größer wird. Die gleiche Feststellung gilt für die Ankerkräfte. Beim Endaushub entsprechen die Ankerkräfte dem aktiven Erddruck.

Nach diesen Untersuchungen hat der Ruhedruck auf die Wandverschiebung einen wesentlichen Einfluß, während er für den Erddruck und die Ankerkräfte kaum Bedeutung hat.



Wandverschiebung während des Aushubs

BILD 54: Einfluß des Ruhedrucks auf die Wandverschiebung

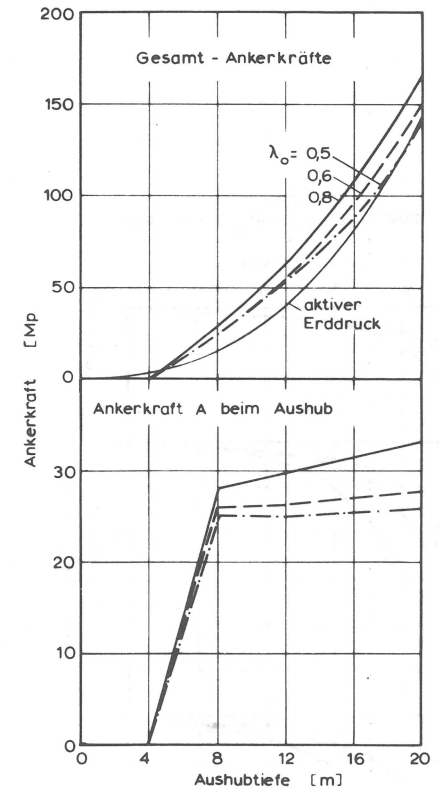
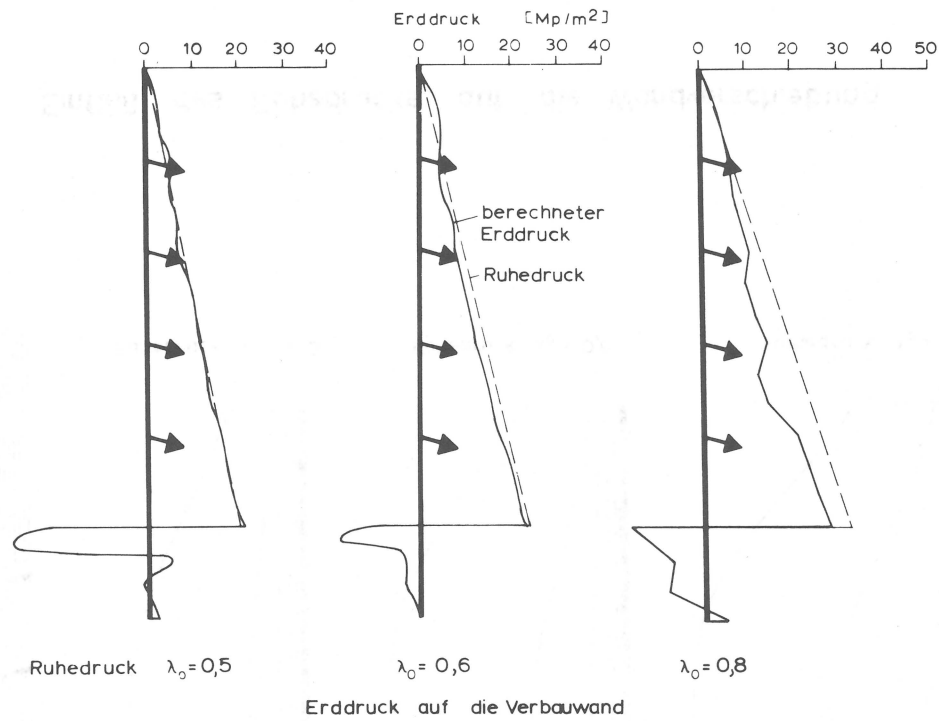


BILD 55: Einfluß des Ruhedrucks auf Erddruck und Ankerkräfte

8.8 Einfluß der Querdehnungszahl

Der Einfluß der Querdehnungszahl ν des Bodens wurde für den Ruhe-
druckbeiwert $\lambda_0 = 0,6$ an einer Verbauwand, die mit 2 langen und
2 kurzen Ankern gesichert war, für $\nu = 0,2$, $\nu = 0,3$ und $\nu = 0,4$
untersucht. Die Anker waren 15° geneigt und mit 30 Mp vorge-
spannt.

Die Wandverschiebung ist bei allen Beispielen bis zu 12 m Aushub-
tiefe klein und beträgt maximal 1,5 cm (Bild 56). Prozentual be-
trachtet sind die Verschiebungen bis zu dieser Aushubtiefe sehr
stark von der Querdehnungszahl abhängig, absolut gesehen beträgt
die größte Abweichung bei den verschiedenen angenommenen Quer-
dehnungszahlen jedoch nur 1 cm.

Ab 12 m Aushubtiefe nimmt die Wandverschiebung stärker zu und
die Querdehnungszahl hat kaum noch Einfluß auf die Zunahme der
Wandverschiebung. Beim Verschiebungsverlauf während des Aus-
hubs verlaufen die Kurven für die Wandverschiebung, für alle Werte
von ν , ab 12 m Aushubtiefe nahezu parallel (Bild 56).

Der Erddruck und die Ankerkräfte werden von der Querdehnungs-
zahl nicht beeinflusst, sie sind für alle untersuchten Fälle gleich
(Bild 57).

Vergleichsrechnungen mit einem anderen ähnlichen Beispiel haben
gezeigt, daß das gleiche auch für $\nu = 0,48$ gilt.

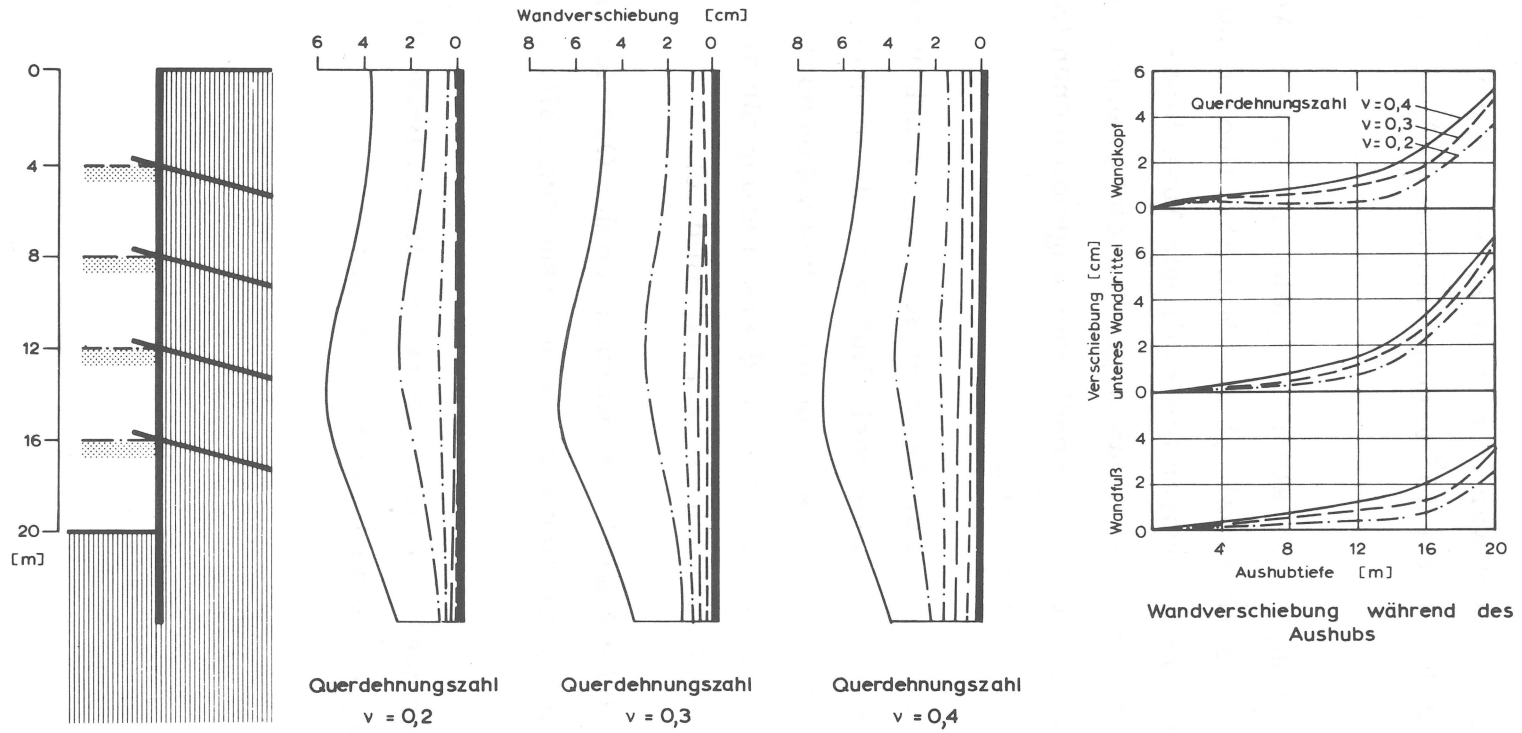


BILD 56: Einfluß der Querdehnungszahl auf die Wandverschiebung

9. Näherungsverfahren zur Berechnung der Wandverschiebungen

9.1 Ursache für die Wandverschiebung und bisher vorgeschlagene Näherungsverfahren

Die Ursachen für die Verformungen beim Baugrubenaushub werden an einer Vektordarstellung der berechneten Verschiebungsfelder bei verschiedenen Aushubtiefen am Beispiel der Baugrube im Frankfurter Hauptbahnhof deutlich (Bild 58- 60). Der Verschiebungsmaßstab wurde so gewählt, daß der jeweils größte Verschiebungsvektor einer Aushubstufe immer in der gleichen Größe dargestellt wird. Zur besseren Übersicht wurden die Verschiebungen der Knoten in der Aushubsohle ausgeblendet. Das benutzte Zeichenprogramm wurde von Czapla (1973) erstellt.

In Bild 58 erkennt man deutlich, daß bis etwa 12 m Aushubtiefe die Verschiebung infolge Entlastung durch den Bodenaushub vorherrschend ist und sich der Boden unter und neben der Baugrube hebt. Durch die angenommene Volumenkonstanz ($v = 0,48$) ist die Hebung auch gleichzeitig mit einer Horizontalverschiebung des Bodens neben der Baugrube und mit Setzungen im Boden hinter der Krafteinleitungsstrecke der Anker verbunden. Die Verschiebungen bleiben bis zu dieser Aushubtiefe klein. Beim folgenden Aushub wandelt sich das Verformungsbild und für die weitere Zunahme wird die Horizontalverschiebung maßgebend. Dabei ist zu erkennen, daß sich der durch die Anker zusammengespannte Bodenkörper als Ganzes verformt und sich nach anfänglicher Hebung zu setzen beginnt. Der Boden hinter der Krafteinleitung der Anker setzt sich dabei wesentlich mehr als der zusammengespannte Bodenkörper. Die Horizontalverschiebung macht deutlich, daß in dieser Aushubphase die freiwerdenden Kräfte aus dem horizontalen Erddruck für die Zunahme der Verschiebungen maßgebend sind.

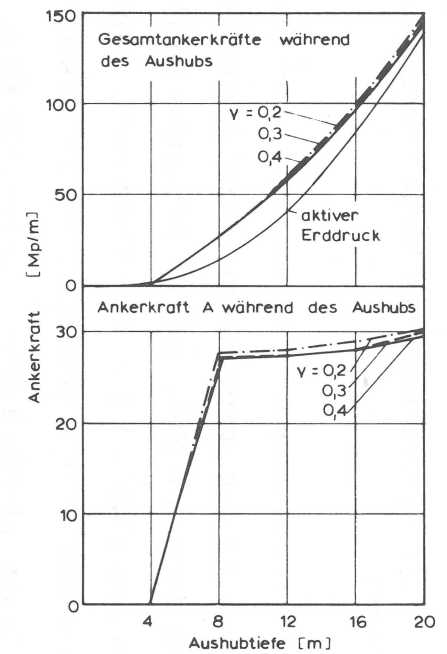
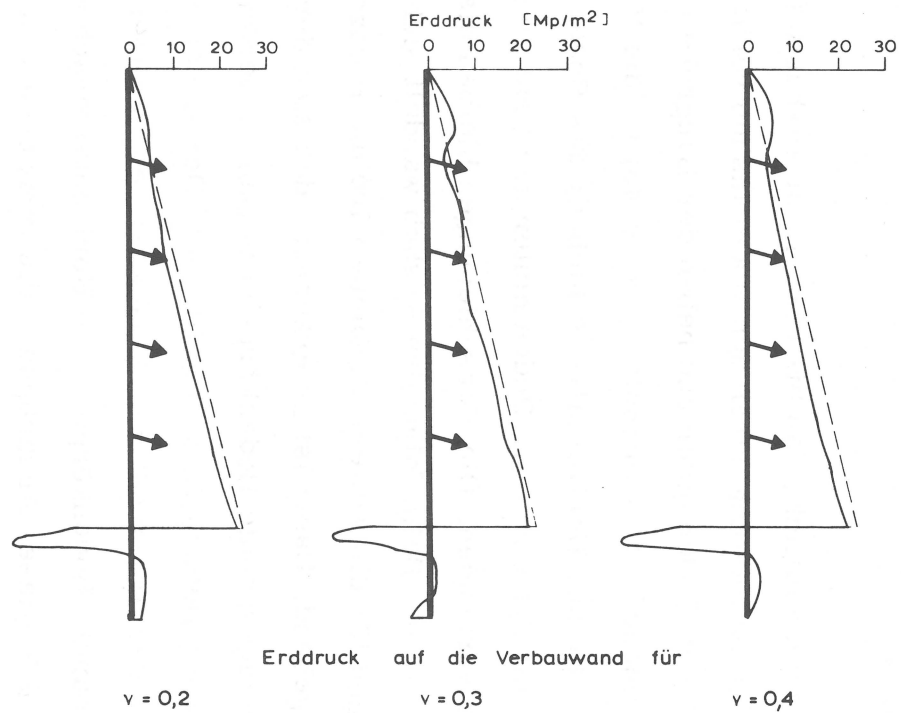


BILD 57: Einfluß der Querdehnungszahl auf Erddruck und Ankerkräfte

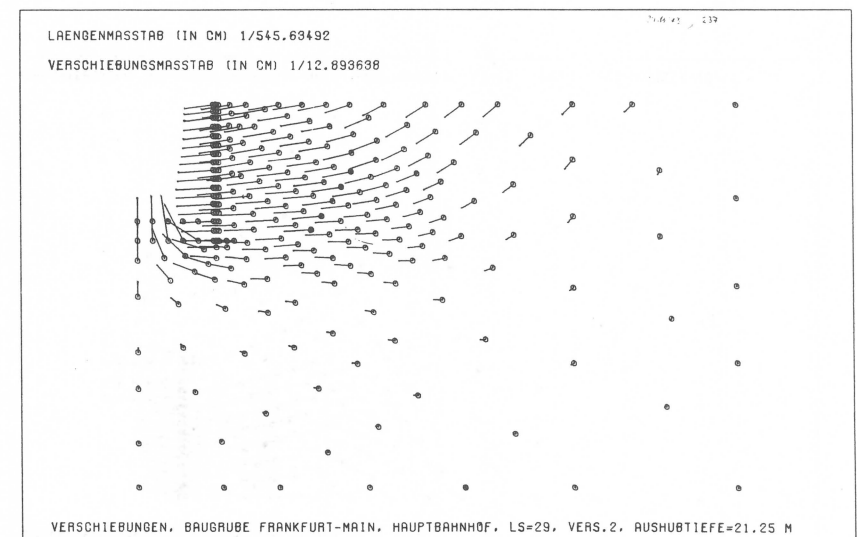
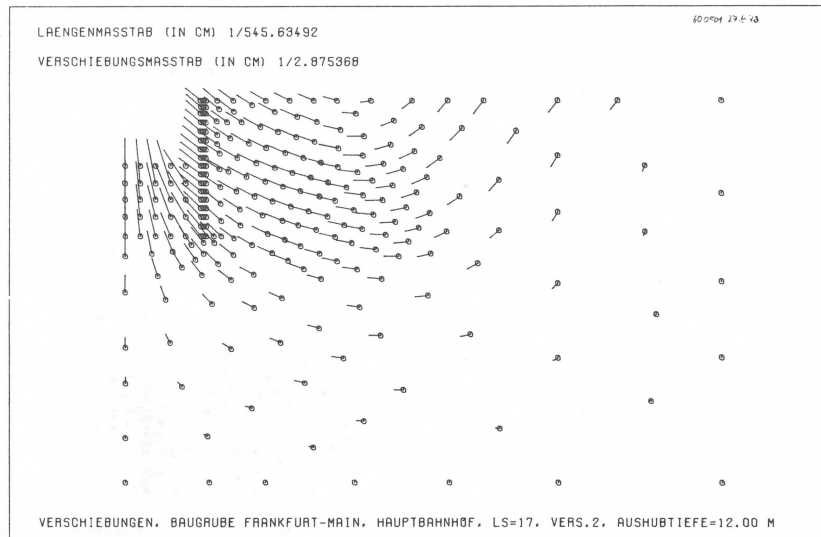
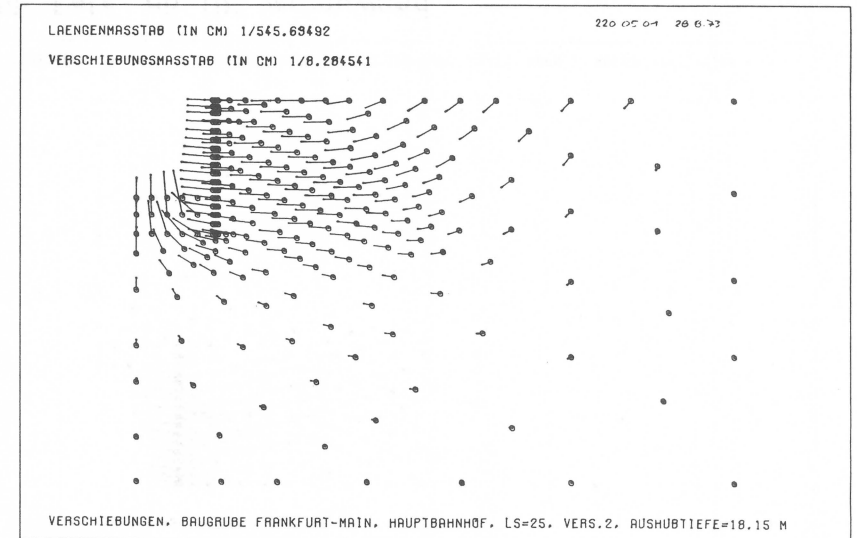
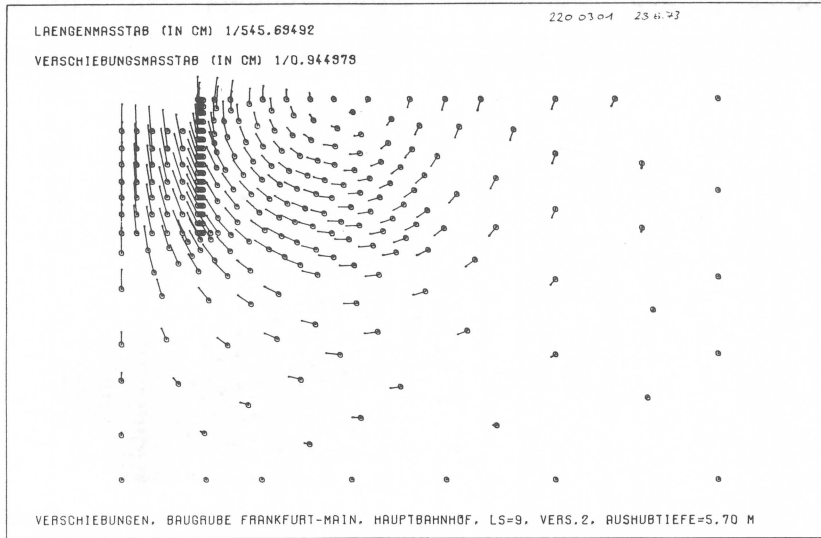


BILD 58: Verschiebungsfelder während des Aushubs für homogenen Ton

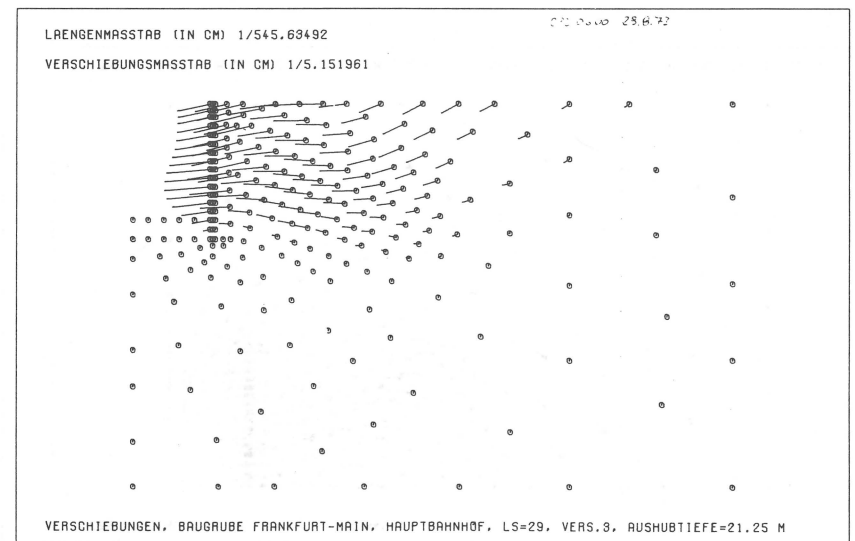
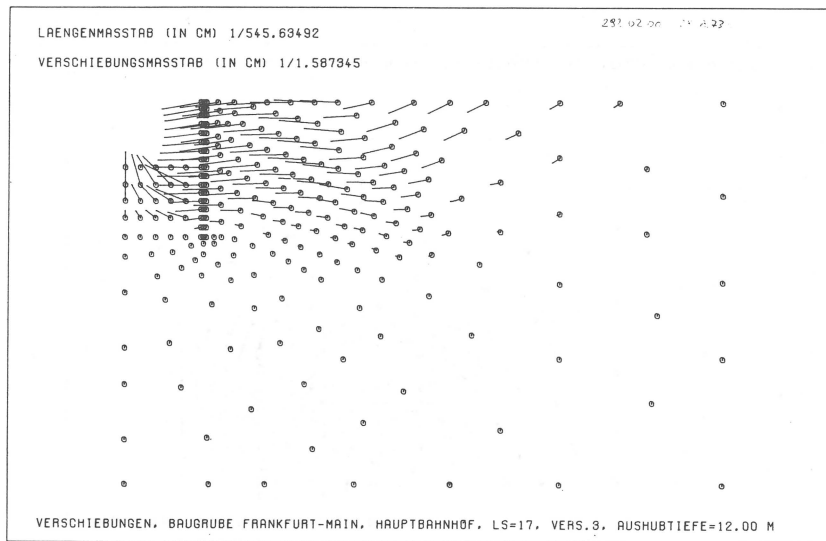
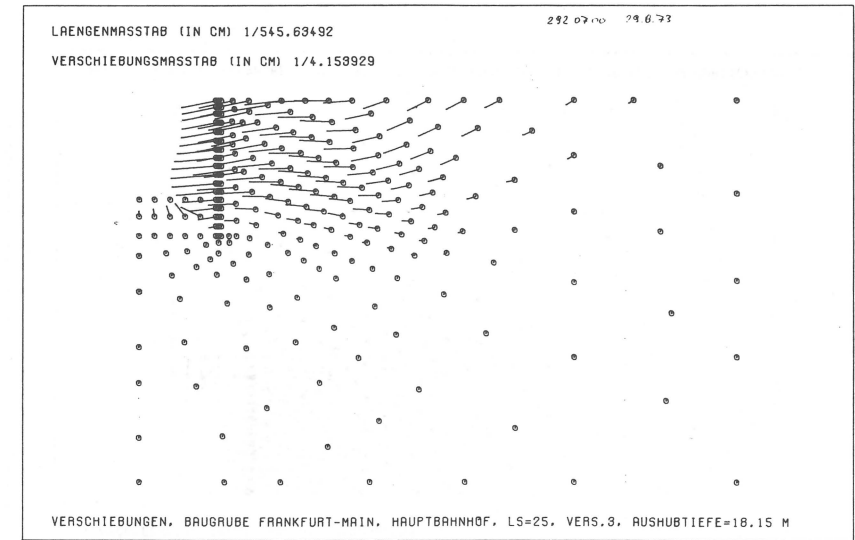
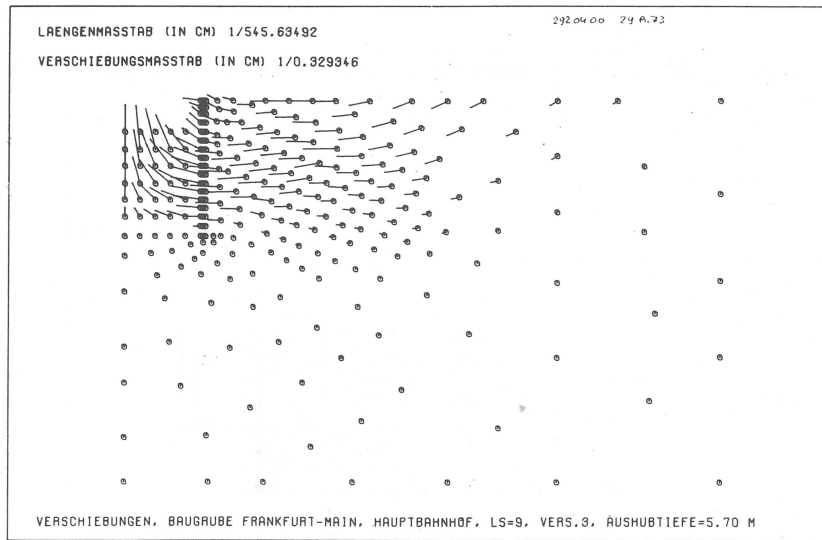
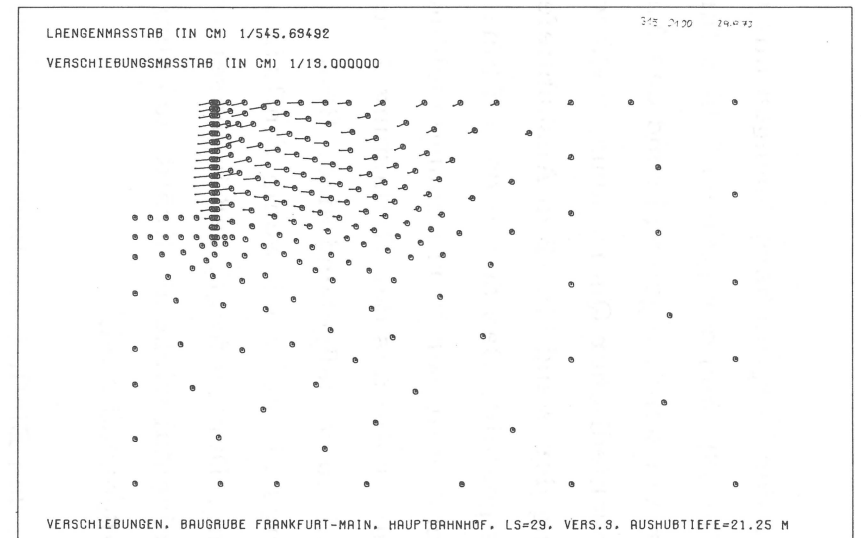
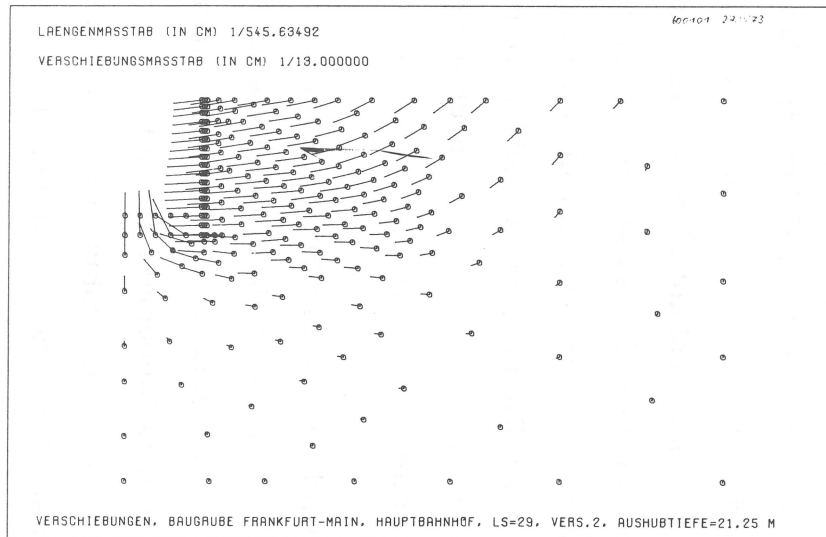
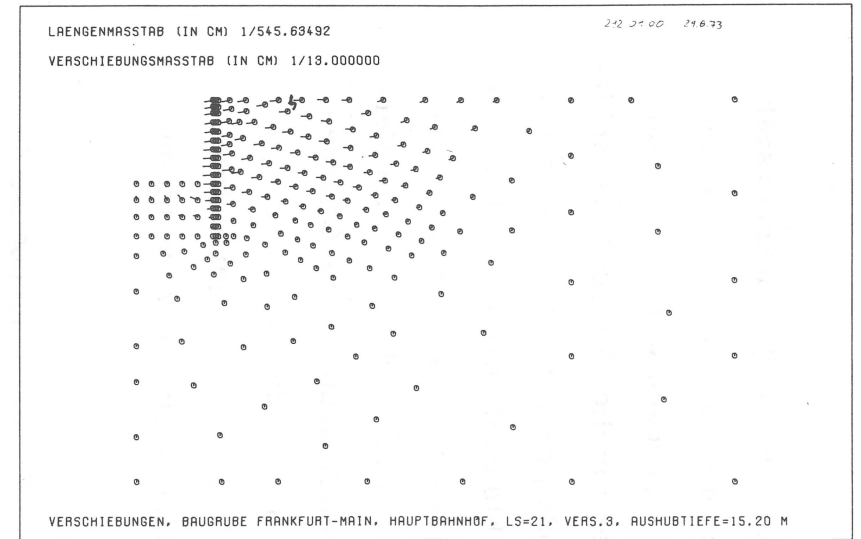
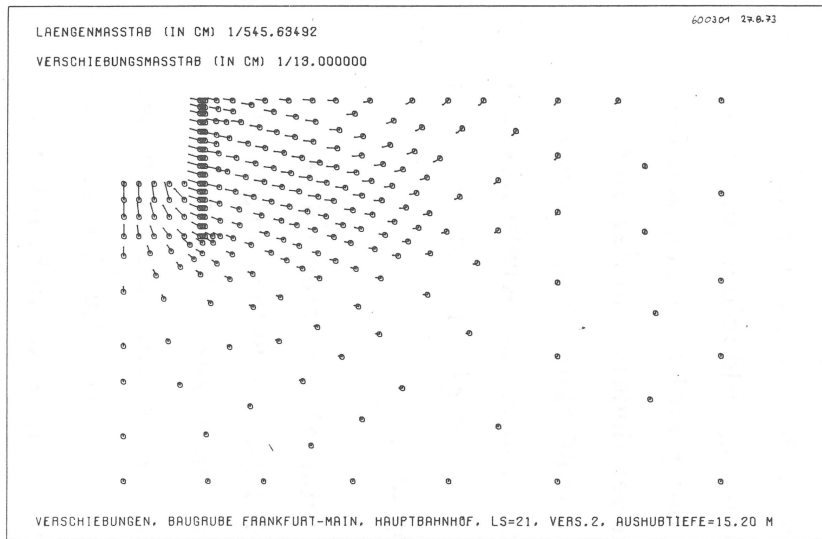


BILD 59: Verschiebungsfelder während des Aushubs für Fels ab UK Verbauwand

Aus den Vergleichsrechnungen mit verschiedener Querdehnungszahl (Bild 56) kann der gleiche Schluß für die unterschiedliche Ursache der Verschiebungen während des Aushubs gezogen werden. Mit unterschiedlicher Querdehnungszahl wurden für die Horizontalverschiebung der Wand bis 12 m Aushubtiefe große prozentuale Abweichungen festgestellt. Das deutet darauf hin, daß bis dahin hauptsächlich senkrecht zu dieser Verformungsrichtung wirkende Kräfte, also vertikale Kräfte aus der Entlastung durch den Bodenaushub, für die Verschiebung maßgebend sind. Beim weiteren Aushub hat die Querdehnungszahl nur noch wenig Einfluß auf die Größe der Wandverschiebung. Daraus folgt, daß in dieser Aushubsphase gleichgerichtete, horizontal wirkende Kräfte aus dem Erddruck für die Verschiebung maßgebend sind.

Um den Einfluß des Bodens unter der endgültigen Baugrubensohle auf die Verformungen abschätzen zu können, wurde, wie im vorletzten Abschnitt angeführt, für das gleiche Beispiel unter dem Wandfuß Fels angenommen. Die Verschiebungsfelder bei den verschiedenen Aushubtiefen sind in Bild 59 dargestellt. Durch den Fels wird die Vertikalverschiebung der Wand verhindert und der Boden hinter der Verbauwand kann sich vom Aushubbeginn an nur in horizontaler Richtung verschieben. Der Boden hinter der Krafteinleitung der Anker setzt sich auch noch gleichzeitig und gleicht die Volumenzunahme aus der Horizontalverschiebung aus.

In Bild 60 sind die Verschiebungen noch einmal für beide Fälle, Ton und Fels ab Unterkante Wand, im gleichen Maßstab dargestellt. An der Gegenüberstellung sieht man, daß ein wesentlicher Teil der Wandverschiebungen aus der Verformung des Bodens unter der Baugrubensohle herrührt. Bis 12 m Aushubtiefe waren die Verschiebungen so klein, daß sie in dem hier gewählten Maßstab nicht mehr darzustellen waren.



Ton entsprechend Bild 58

Fels entsprechend Bild 59

BILD 60: Verschiebungsfelder während des Aushubs für Ton und Fels

In der Baupraxis wird es kaum möglich sein, die Verschiebungen immer mit der Finite-Element-Methode zu berechnen. Daher wird hier ein Näherungsverfahren vorgeschlagen mit dem die Wandverschiebung überschläglich berechnet werden kann. Wie im vorigen Abschnitt gezeigt wurde, können die Verschiebung durch die Ankerlänge und in geringem Maß auch durch die Ankervorspannung beeinflusst werden. Der Ruhedruckbeiwert λ_0 des Bodens hat ebenfalls einen maßgebenden Einfluß auf die Größe der Wandverschiebung. Diese Haupteinflüsse sollen im Näherungsverfahren erfaßt werden können. Es ist klar, daß der Einschätzung des Verformungsmoduls dabei eine entscheidende Bedeutung zukommen wird.

Die Schwierigkeiten bei der Ermittlung des Verformungsmoduls sind schon aus der Setzungsberechnung bekannt. Weil der Boden beim Baugrubenaushub sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung entlastet wird, sind die Verhältnisse hier noch wesentlich schwieriger als bei der Setzungsberechnung. In Anbetracht der einfacheren Verhältnisse, der viel größeren Erfahrungen mit der Setzungsberechnung und den dennoch auftretenden Schwierigkeiten und Unsicherheiten bei der Vorausbestimmung der Setzung, kann ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Verschiebung von Baugrubenwänden nur den Wert einer groben Schätzung haben und es bedarf mit zunehmender Erfahrung der Verbesserung.

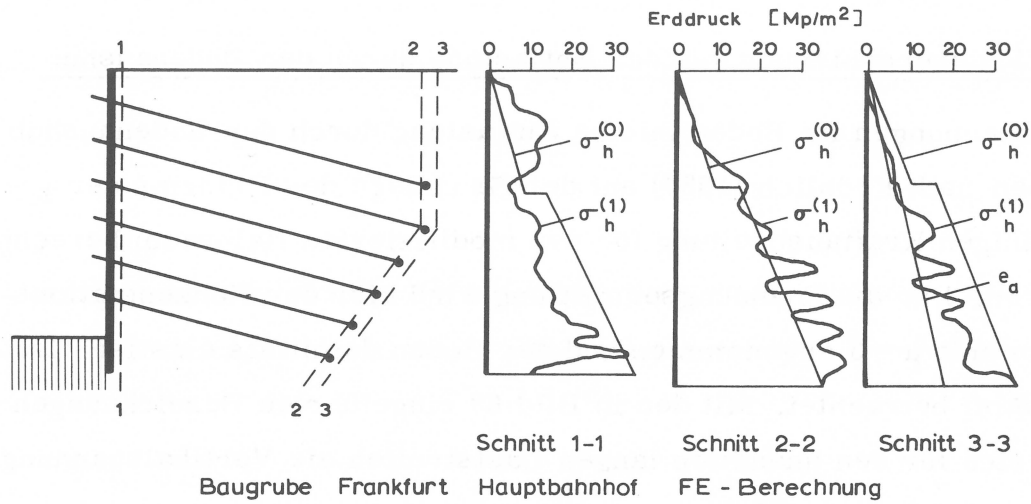
Breth/Stroh (1970) haben auf der Grundlage einer Fangedamm-Modellvorstellung für den verankerten Bodenkörper eine überschlägliche Berechnung vorgeschlagen, mit der die bis dahin gemessene Verschiebung des Wandkopfes erklärt werden konnte. In der Modellvorstellung wurde nur der verankerte Bodenkörper betrachtet und die Einleitung der Kräfte in den Untergrund nicht weiterverfolgt. Nachdem auch Messungen, bei denen die Verschiebung über die ganze Wandhöhe vom Aushubbeginn an gemessen wurden, vorlagen, wurde diese Modellvor-

stellung von Breth/Romberg (1972) verbessert. An Hand einer Gleichgewichtsbetrachtung wurde auch die Einleitung der Kräfte aus dem Fangedamm in den Untergrund und die daraus resultierenden Verschiebungen erfaßt.

Die Finite-Element Berechnung bestätigt die dabei angenommene Erddruckumlagerung im zusammengespannten Erdkörper. Die berechnete Erddruckumlagerung ist im Bild 61 am Beispiel der Baugrube im Frankfurter Hauptbahnhof dargestellt.

Zu der Verschiebung aus der Einleitung der Ankerkräfte in den Boden kommt noch die Verschiebung aus dem Bodenaushub dazu. Nendza/Klein (1973) haben ein Näherungsverfahren vorgeschlagen, mit dem auch dieser Einfluß erfaßt werden soll. Zur Berechnung der Verschiebung wurde nur die aus der vertikalen Entlastung resultierende Horizontalspannung betrachtet. Diese Vorgehensweise ist hier nicht zulässig. Aus der vertikalen Entlastung resultieren Zugspannungen, die durch eine Verminderung der vorhandenen horizontalen Druckspannung im Boden aufgenommen werden können. Die Wandverschiebung aus der Bodenentlastung wäre nach dieser Betrachtung von der Baugrube weggerichtet.

In dem folgenden Näherungsverfahren wird versucht, die oben aufgeführten Einflüsse zu erfassen. Dazu wird die Wandverschiebung in drei Anteile zerlegt und getrennt behandelt (Bild 62). Der erste Anteil der Wandverschiebung resultiert aus der vertikalen Entlastung durch den Bodenaushub, der zweite Anteil aus den von den Ankern in den Boden eingeleiteten Kräften und der dritte Anteil aus der Verminderung des Ruhedruckes auf den Erddruck hinter der Verbauwand. Die Wandverschiebung aus Schlupf oder Kriechen der Anker oder infolge herstellungsbedingter Ursachen wird hier natürlich nicht erfaßt und muß gegebenenfalls noch berücksichtigt werden.



$\sigma_h^{(0)}$ = Anfangsspannungen

$\sigma_h^{(1)}$ = berechnete Spannungen

e_a = aktiver Erddruck

Bild 61: Erddruckumlagerung im vorgespannten Erdkörper

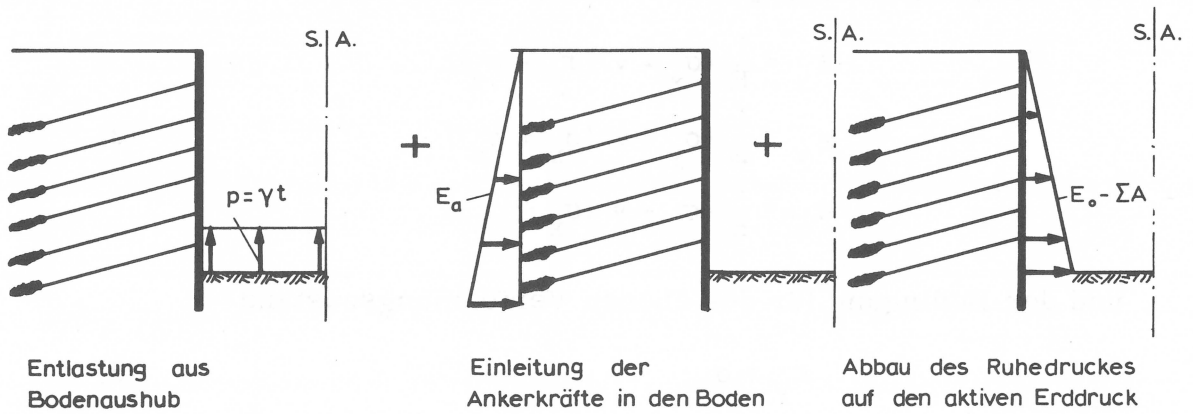


Bild 62: Ursachen für Verschiebungen beim Baugrubenaushub

9.2 Wandverschiebung aus der Entlastung durch den Bodenaushub

Die Spannungen im Boden infolge Entlastung durch den Bodenaushub können nach Fröhlich (1934) auf der Grundlage des Prinzips der geradlinigen Kraftausbreitung für den modifizierten Halbraum berechnet werden. Für die Spannungsermittlung wird hier der Konzentrationsfaktor mit $\mu = 3$ angenommen und der Boden damit als elastisch isotroper Stoff betrachtet. Mit den in Bild 63 eingeführten Bezeichnungen ergibt sich für den unendlich langen Laststreifen die Vertikalspannung σ_z und die Horizontalspannung σ_x zu

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{p}{\pi} (\sin \varphi \cos \varphi + \varphi) \frac{\varphi_2}{\varphi_1} \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} (-\sin \varphi \cos \varphi + \varphi) \frac{\varphi_2}{\varphi_1}\end{aligned}\quad (1)$$

Mit den Grundgleichungen der Elastizitätstheorie

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)) \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)) \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y))\end{aligned}\quad (2)$$

und der Bedingung für den ebenen Verformungszustand

$$\varepsilon_y = 0 \quad (3)$$

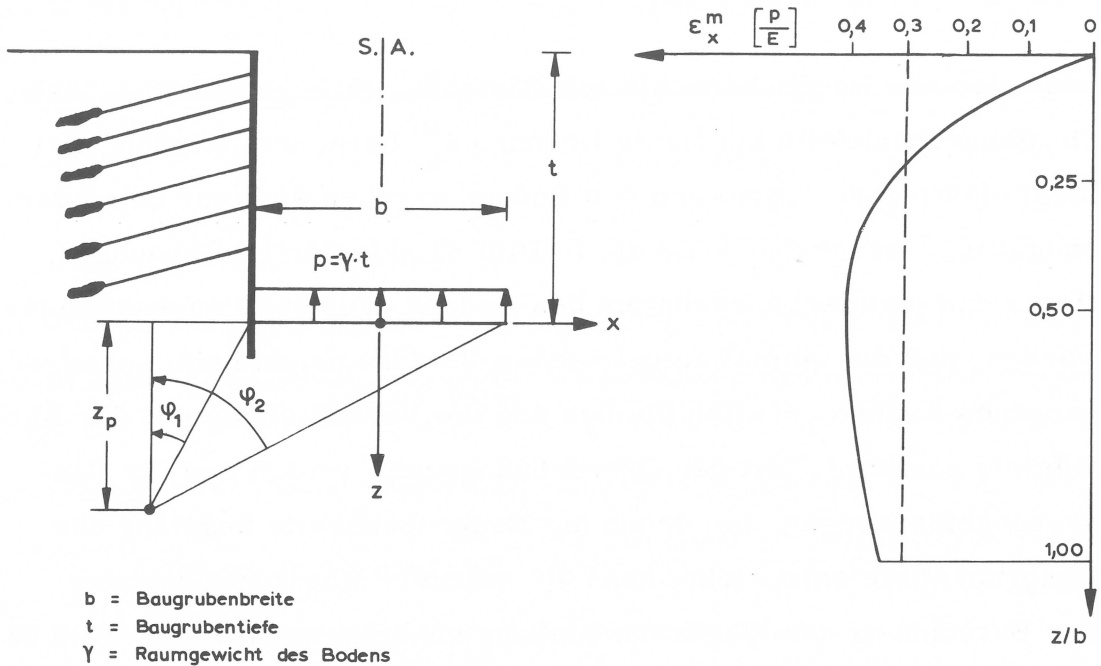
wird

$$\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z) \quad (4)$$

Damit ergibt sich

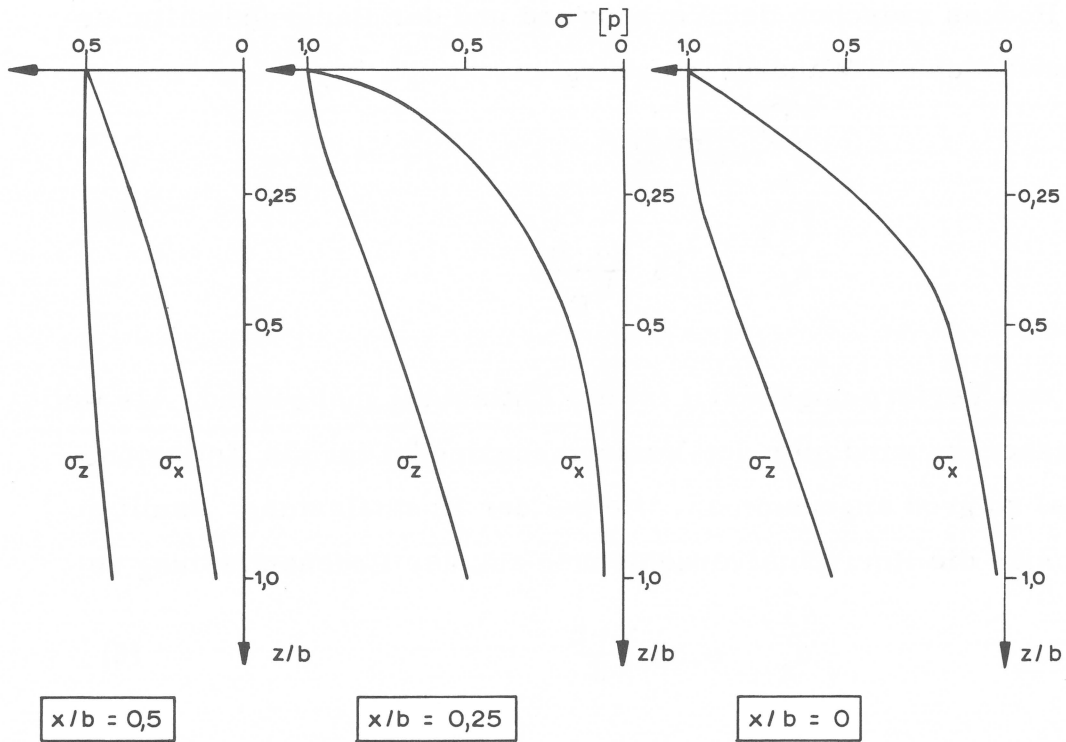
$$\sigma_x = \frac{1}{E} (1 + \nu) ((1 - \nu) \sigma_x - \nu \sigma_z) \quad (5)$$

Die Auswertung der Gleichung (1) liefert die in Bild 63 dargestellte Spannungsverteilung an verschiedenen Stellen unter der Baugrubensohle. Mit der Querdehnungszahl ν kann aus den mittleren Spannun-



Spannungen unter einem Laststreifen

mittlere Dehnung für $\nu = 0,5$



Horizontalspannung und Vertikalspannung

Bild 63: Spannungen und Dehnungen infolge Bodenaushub

gen unter der Baugrubensohle mit Gleichung (5) eine mittlere, über die Baugrubenbreite konstante Dehnung ϵ_x^m , berechnet werden. Bei ideal elastischem Verhalten des Bodens ergeben sich nur unter der endgültigen Baugrubensohle die in Bild 63 skizzierten Dehnungen. Durch das plastische Verhalten des Bodens kann aber angenommen werden, daß die einmal aufgetretenen Verformungen beim vorangegangenen Aushub erhalten bleiben und die Verschiebung mit der Aushubtiefe zunimmt. Mit der Querdehnungszahl $\nu = 0,5$ und für Baugrubenabmessungen, bei denen die Baugrubenbreite ungefähr der Baugrubentiefe entspricht, kann die mittlere Horizontaldehnung zur Berechnung der Wandverschiebung näherungsweise nach Bild 63 mit $\epsilon_x^m = 0,3 \frac{p}{E}$ angenommen werden. Aus der Zusammendrückung des Bodens zwischen der Verbauwand und der Baugrubenmitte errechnet sich die Wandverschiebung zu

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad u_x &= \epsilon_x^m \frac{b}{2} \\ \textcircled{1} \quad u_x &= 0,15 \frac{\gamma \cdot t \cdot b}{E} \end{aligned} \quad (6a)$$

Für den Verformungsmodul ist die Entlastung maßgebend. Als weitere Näherung wird hier der Verformungsmodul für die Entlastung 3 mal so groß angenommen, wie bei der Erstbelastung. Damit ergibt sich die Horizontalverschiebung aus der Bodenentlastung zu

$$\textcircled{1} \quad u_x = 0,05 \frac{\gamma \cdot t \cdot b}{E} \quad (6)$$

Dieser Anteil der Wandverschiebung ist am Wandkopf Null und nimmt linear mit der Aushubtiefe zu.

9.3 Wandverschiebung aus den Ankerkräften

Die Wandverschiebung aus der Einleitung der Ankerkräfte in den Boden wird hier getrennt nach der Verschiebung des durch die Anker zusammengespannten Bodenkörpers und nach den Kräften, die darunter in den Untergrund eingeleitet werden, behandelt (Bild 64). Für diese Kräfte ist in der Regel der aktive Erddruck maßgebend. Wenn die Anker über den aktiven Erddruck hinaus vorgespannt werden, kann der über dem aktiven Erddruck liegende Anteil der Kräfte durch eine Verminderung der Horizontalspannung im Boden hinter der Krafteinleitung der Anker aufgenommen werden, so daß dadurch keine zusätzliche Wandverschiebung entsteht.

Für die Verschiebung des zusammengespannten Bodenkörpers ist in der Regel (Breth/Stroh (1970)) die Schubverformung maßgebend. Sie ist am Wandfuß Null und beträgt am Wandkopf

$$\textcircled{2} \quad u_{x_K} = \frac{\gamma t \lambda_a t^2}{6 G F} \quad (7a)$$

In (7a) ist F die Querschnittsfläche des verankerten Bodenkörpers pro laufenden Meter und $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E$ der Schubmodul des Bodens. Mit der Ankerlänge l und $\nu = 0,5$ wird aus (7a)

$$\textcircled{2} \quad u_{x_K} = 0,5 \gamma \frac{t^3 \lambda_a}{l E} \quad (7)$$

Aus den Horizontalkräften, die unter dem mit Ankern zusammengespannten Bodenkörper in den Untergrund eingeleitet werden, resultieren Horizontalspannungen und Vertikalspannungen im Boden unter der Baugrubensohle. Die Spannungen können nach Siemer (1970) auf der Grundlage der Theorie von Fröhlich (1934) berechnet werden. Sie ergeben sich mit den Bezeichnungen von Bild 64 zu

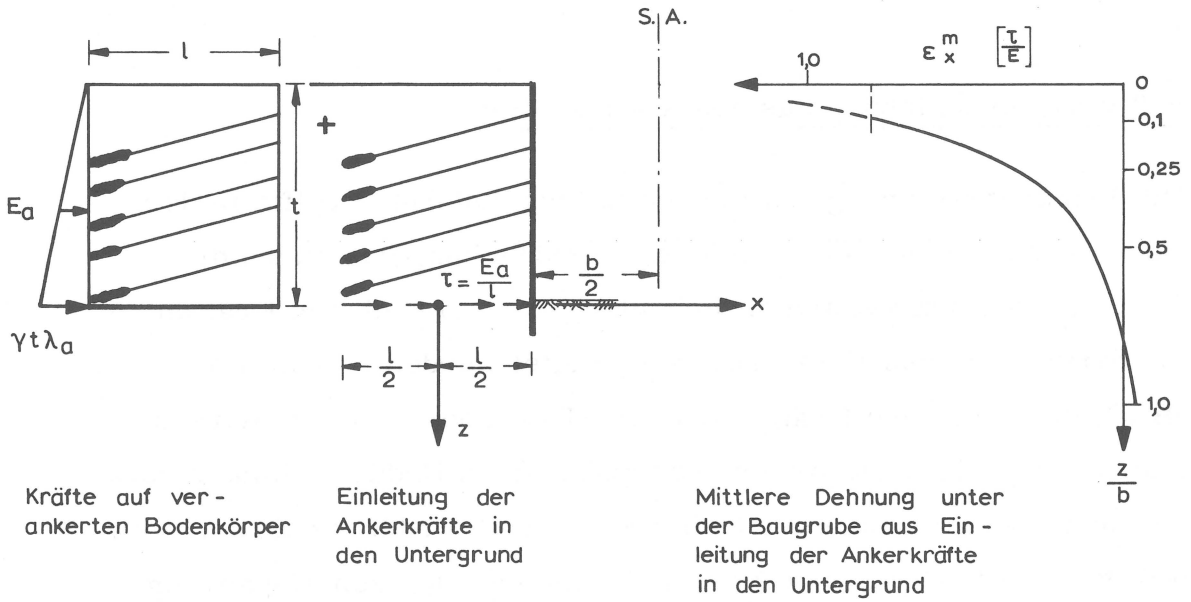


Bild 64: Einleitung der Ankerkräfte in den Untergrund und Dehnung unter der Baugrubensohle

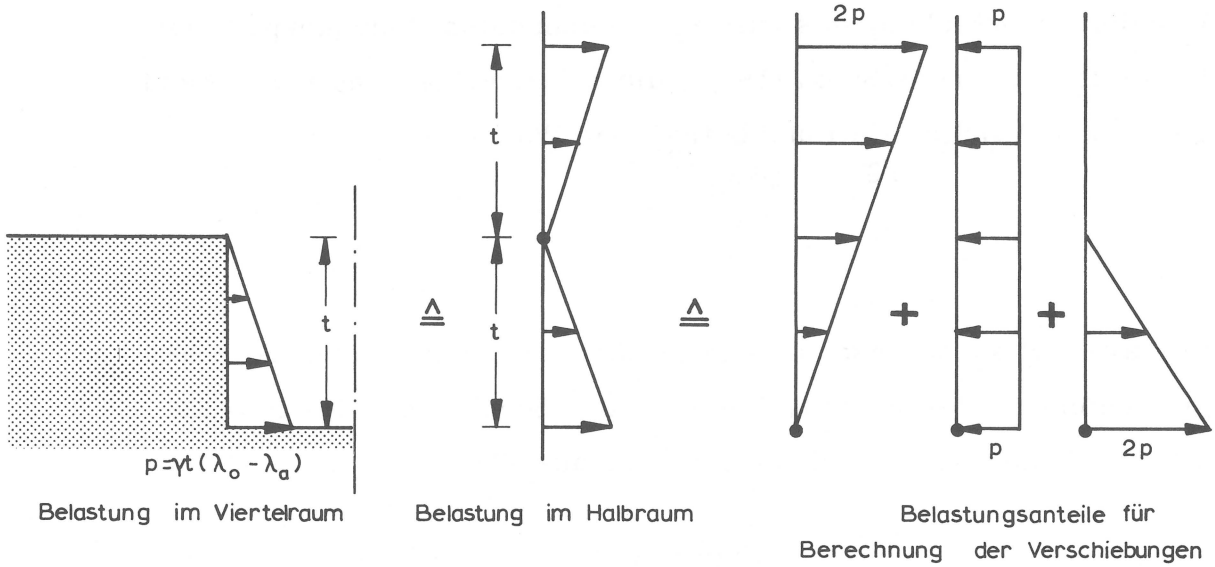


Bild 65: Verschiebung infolge Verminderung des Ruhedruckes auf den aktiven Erddruck

$$\sigma_z = \frac{\tau}{\pi} \cdot \left[\frac{(x + 1/2)^2}{z^2 + (x+1/2)^2} - \frac{(x - 1/2)^2}{z^2 + (x - 1/2)^2} \right] \quad (8)$$

$$\sigma_x = \frac{\tau}{\pi} \left[-\frac{(x + 1/2)^2}{z^2 + (x + 1/2)^2} + \frac{(x-1/2)^2}{z^2 + (x-1/2)^2} + \ln \frac{z^2 + (x+1/2)^2}{z^2 + (x - 1/2)^2} \right]$$

Mit den Gleichungen (8) und (5) kann ebenso wie im vorigen Abschnitt eine mittlere Horizontal-Dehnung im Boden unter der Baugrubensohle errechnet werden. Ihre Verteilung über die Tiefe ist im Bild 64 für die Querdehnungszahl $\nu = 0,5$ angegeben, wobei die Baugrubenbreite und die Ankerlänge gleichgroß angenommen wurden. Die Dehnung nimmt hier sehr schnell mit der Tiefe ab. In Höhe des Wandfußes beträgt die mittlere Dehnung etwa

$$\epsilon_x^m = 0,8 \frac{\tau_m}{E} \quad (9a)$$

Mit dem aktiven Erddruck E_a wird

$$\tau_m = \frac{E_a}{l} \quad (9b)$$

Mit (9a) und (9b) ergibt sich

$$\epsilon_x^m = 0,4 \frac{\gamma t^2 \lambda_a}{E l} \quad (9c)$$

Aus der Zusammendrückung des Bodens errechnet sich die Verschiebung des Wandfußes zu

$$\textcircled{2} \quad u_{x_F} = \epsilon_x^m \frac{b}{2} \quad (9)$$

$$\textcircled{2} \quad u_{x_F} = 0,2 \frac{\gamma t^2 b \lambda_a}{E l}$$

Der Wandkopf verschiebt sich aus diesem Anteil nicht. Aus der Schubspannung resultiert auch noch eine Setzung am vorderen Fußpunkt und eine Hebung am hinteren Fußpunkt des verankerten Bodenkörpers. Aus dem Biegemoment an der gedachten Einspannstelle des Fangedammes werden die Hebung und Setzung noch vergrößert. Es erscheint hier nicht gerechtfertigt, den Fangedamm als starren Körper anzusehen und aus dieser Hebung und Setzung eine Verdrehung der Baugrubenwand zu berechnen. Die Verformungen aus diesem Anteil der Kraftumlagerung werden daher hier nicht weiter verfolgt.

9.4 Wandverschiebung aus dem Abbau des Ruhedruckes

Für den Abbau des Ruhedruckes im Boden auf den aktiven Erddruck ist eine Bewegung erforderlich. Nach Modellversuchen im Sand beträgt die erforderliche Verschiebung etwa 1/1000 der Wandhöhe. Dieser Anteil der Wandverschiebung muß entweder nach den Modellversuchen abgeschätzt werden, oder es kann versucht werden, die Verschiebung in grober Näherung für den elastisch isotropen Viertelraum zu berechnen. Als Näherung kann mit der Annahme, daß aus der horizontalen Belastung keine Setzung an der Geländeoberfläche entsteht, der Viertelraum zum Halbraum ergänzt werden. Die Berechnung der Verschiebung des Wandfußes kann durch Superposition gemäß der in Bild 65 angegebenen Belastungsflächen erfolgen. Mit einer Einflußtiefe, die der 3-fachen Baugrubentiefe entspricht, wird die Verschiebung am Wandkopf und am Wandfuß etwa gleichgroß, sie beträgt

$$\textcircled{3} \quad u_x = 0,4 \frac{\gamma t^2 (\lambda_0 - \lambda_{AV})}{E} \quad (10)$$

In Gleichung (10) entspricht λ_{AV} dem Erddruckbeiwert für die Vorspannung der Anker.

9.5 Anwendung des Näherungsverfahrens

Die Gesamtverschiebung am Wandkopf beträgt mit den Gleichungen (7) und (10)

$$u_K = 0,5 \gamma \lambda_a \frac{t^3}{E l} + 0,4 \gamma t^2 \frac{(\lambda_o - \lambda_{AV})}{E} \quad (11a)$$
$$u_K = \gamma \frac{t^2}{E} (0,5 \lambda_a \frac{t}{l} + 0,4 (\lambda_o - \lambda_{AV}))$$

und am Wandfuß mit den Gleichungen (6), (9) und (10)

$$u_F = 0,05 \frac{\gamma t b}{E} + 0,2 \gamma \frac{t^2 b \lambda_a}{l E} + 0,4 \gamma t^2 \frac{(\lambda_o - \lambda_{AV})}{E} \quad (11b)$$
$$u_F = \gamma \frac{t^2}{E} (0,05 \frac{b}{t} + 0,2 \lambda_a \frac{b}{l} + 0,4 (\lambda_o - \lambda_{AV}))$$

In der angegebenen Näherungsformel wurde für den Boden volumentreues Verformungsverhalten und für die Baugrube Abmessungen, bei denen die Baugrubentiefe, die Ankerlänge und die Baugrubenbreite die gleiche Größe haben, angenommen. Bei Abweichungen von diesen Annahmen ändern sich die Vorwerte für die einzelnen Verschiebungsanteile in Gleichung (11a) und (11b). Sie können entsprechend Abschnitten 9.2 bis 9.4 bestimmt werden.

Mit Näherungsverfahren dieser Art erscheint es nur sinnvoll, die Wandverschiebung für Grenzwerte des Verformungsmoduls und des Ruhedruckes zu berechnen und danach einen Bereich für die zu erwartenden Verschiebungen anzugeben.

Für die vorher beschriebene Baugrube im Frankfurter Hauptbahnhof wird mit den Grenzwerten von $\lambda_o = 0,5$ und $\lambda_o = 1,0$ für den Ruhedruckbeiwert und von $E = 200 \text{ kp/cm}^2$ und $E = 400 \text{ kp/cm}^2$ für den Verformungs-

modul, die Wandverschiebung 5 cm bis 19 cm groß, wobei die Verschiebungen am Wandkopf und Wandfuß etwa gleichgroß sind. Die gemessene Verschiebung von 10 bis 14 cm entspricht etwa dem Mittelwert der errechneten Verschiebungen. Mit den angenommenen Grenzwerten weicht die berechnete Verschiebung um $\pm 50\%$ vom Mittelwert ab. Dieses Maß soll nur einen Anhalt geben, mit welcher Treffsicherheit die Wandverschiebung nach einem solchen Näherungsverfahren berechnet werden kann.

10. Zusammenfassung

In den letzten Jahren ist durch die Konzentration der Bebauung in den Stadtzentren ein großer Bedarf an tiefen Baugruben entstanden. Bei ihrer Herstellung, insbesondere bei breiten Baugruben, hat sich die Verwendung von Verpressankern zur Sicherung der Baugrubenwände als ein wirtschaftliches Verfahren erwiesen. Im bindigen Boden wurden die Verformungen bei großen Baugruben jedoch so groß, daß diesem wirtschaftlichen Bauverfahren dadurch Grenzen gesetzt sind.

Mit den heute üblichen Rechenverfahren können die Verschiebungen nicht berechnet werden und es ist nicht möglich, den Einfluß konstruktiver Maßnahmen zu untersuchen. Daher wurde, unter Berücksichtigung des Spannungsweges und des nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens des Bodens, ein Finite-Element Programm entwickelt, mit dem diese Einflüsse erfaßt werden können.

Die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungsbeziehung wurde im Rechenprogramm durch bereichsweise Linearisierung berücksichtigt und der Spannungsweg durch drei simultan gültige Spannungs-Dehnungsbeziehungen erfaßt. Aus der Änderung der Beanspruchung im Boden wird zwischen Belastung sowie Ent- und Wiederbelastung unterschieden, wobei für die Belastung noch einmal unterschieden wird, ob die Beanspruchung im Boden durch eine Zunahme von σ_1 oder durch eine Abnahme von σ_3 hervorgerufen wird.

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens wurden aus Dreiaxialversuchen gewonnen und nach dem Ansatz von Duncan und Chang (1970) mit einer Erweiterung für abnehmenden Seitendruck σ_3 in das Rechenprogramm eingeführt.

Die Brauchbarkeit der in das Rechenprogramm eingeführten Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurde am Beispiel einer verankerten Baugrube im Frankfurter Ton gezeigt. Mit dem an der Messung geprüften Rechenprogramm konnte danach

der Einfluß der Ankerlänge,
der Einfluß der Ankervorspannung,
der Einfluß der Ankerneigung und
die Wirkung eines gemischten Stütz-Systems
aus Ankern und Steifen

auf den Erddruck, die Ankerkräfte und die Wandverschiebung aufgezeigt werden.

Für einen Boden, der dem Frankfurter Ton entspricht, haben die Untersuchungen gezeigt, daß Verschiebungen von verankerten Baugrubenwänden in erster Linie durch die Ankerlänge beeinflusst werden können.

Die Verschiebung nimmt nahezu linear mit der Ankerlänge ab. Unter Voraussetzung ausreichender Standsicherheit vermindert die Verlängerung der oberen Anker die Wandverschiebung mehr als längere untere Anker. Die Länge des zuletzt eingebauten Ankers hat nur wenig Einfluß auf die Größe der Wandverschiebung. Der Erddruck und die Ankerkräfte werden von der Ankerlänge nicht beeinflusst.

Die Ankervorspannung vermindert die Wandverschiebung um das Maß der elastischen Ankerstahldehnung. Ihr Einfluß macht sich nur örtlich im Bereich der aufgetragenen Vorspannung bemerkbar.

Mit zunehmender Ankerneigung nimmt die Wandverschiebung ab, die Abnahme ist jedoch gering.

Die Erddruckverteilung auf die verankerte Wand ist dreieckförmig. Eine durch die Ankervorspannung einmal erzielte Vorspannung des

Bodens bleibt beim weiteren Aushub trotz großer Wandverschiebung erhalten. Sofern die Vorspannung nicht größer als der aktive Erddruck ist, entspricht die gesamte Ankerkraft dem aktiven Erddruck.

Bei gemischten Abstützungs-Systemen aus Ankern und Steifen verschiebt sich die Wand über einer Steife nach ihrem Einbau nicht mehr. Die Verschiebung der Wand unterhalb der Steife bleibt nur klein, wenn ein kleiner Steifenabstand eingehalten wird. Der Erddruck auf die teilweise ausgesteifte Baugrubenwand ist größer als auf die rein verankerte Wand. Bei gemischten Abstützungs-Systemen beteiligen sich die Anker nur bis zur Größe der Vorspannung an der Kraftaufnahme und die zuletzt eingebaute Steife übernimmt beim weiteren Aushub den zusätzlichen Erddruck. Die Anordnung von Ankern im oberen Wandbereich und Steifen im unteren Wandbereich wirkt sich auf die Beanspruchung der Verbauwand günstiger als die umgekehrte Anordnung aus und führt zu gleichmäßigeren Anker- und Steifenkräften.

Abschließend wurde ein einfaches Näherungsverfahren vorgeschlagen, mit dem die wesentlichen Einflüsse auf die Verschiebungen übersichtlich erfaßt werden können.

Literaturverzeichnis

- [1] Amann, P. (1974): Über den Einfluß des Verformungsverhaltens eines steifplastischen Tons auf die Verteilung von Spannungen und Verformungen im Baugrund infolge Bauwerkslasten. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 15
- [2] Baubehörde Hamburg: Aufzeichnung über die Horizontalbewegung der nördlichen Baugrubenwand vom Baulos Ballindamm
- [3] Bjerrum, L. und Eide, O.: (1956) Stability of strutted excavations in clay. Geotechnique, Vol. 6, No. 1, p. 32-47
- [4] Bjerrum, L. Friemann Clausen, C. J. und Duncan, J. M. (1972): Earth Pressure on Flexibles Structures - A State of the Art Report. 5. International Conference on Soil Mechanics, Madrid, Vol. II, S. 169-196
- [5] Breth, H. und Romberg, W. (1972): Messungen an einer verankerten Wand. Vortrag Baugrundtagung Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 807 - 823
- [6] Breth, H. und Romberg, W. (1974): Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 12
- [7] Breth, H. und Romberg, W.: Veröffentlichung in Vorbereitung
- [8] Breth, H. und Schuster, E. (1971): Das Verformungsverhalten von Sand unter anisotroper Belastung. Forschungsbericht Br 200/11 der Deutschen Forschungsgemeinschaft
- [9] Breth, H. und Stroh, D. (1970): Das Tragverhalten von Injektionsankern im Ton. Vortrag Baugrundtagung Düsseldorf, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 57 - 82

- [10] Breth, H. und Wanoschek, H. R. (1969): Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnbau-grube im Frankfurter Ton. Der Bau-ingenieur, S. 240 - 243
- [11] Chang, C. Y. and Duncan, J. M. (1970): Analysis of Soil Movements Around a Deep Excavation. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, Proc. Pa-per 7513, Sept. , pp. 1629-1653
- [12] Clough, G. W. (1972): State of the Art Application of the Finite Element Method to Earth-Structure Interactions. School of Engineering, Duke University, May, Vicksburg, Mississippi
- [13] Clough, G. W. and Duncan, J. M. (1970): Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Locks. Report No. TE 69-3, Office of Research Services, University of California, Berkeley
- [14] Clough, G. W. , Weber, P. R. and Lamont, J. (1972): Design and Observation of a Tied-Back Wall, to be presented at the ASCE conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structu-res, Purdue, University, Layfayette, Indiana, June.
- [15] Clough, R. W. and Woodward, Richard, J. , III (1967): Analysis of Embankment Stresses and Deformations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Proc. Pa-per 5329, July, pp. 529-549
- [16] Czaplá, H. (1973): Berechnung eines Modellversuchs nach der Finite-Element Methode. Studien-arbeit am Lehrstuhl für Bodenmecha-nik und Grundbau TH Darmstadt
- [17] Desai, C. S. (1971): Nonlinear Analyses Using Spline Funk-tions. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM 10, Oct. , pp. 1461-1480

- [18] Desai, C. S. , Abel, J. F. (1972): Introduction to the Finite Element Method. Van Reinhold Company, Nostrand
- [19] Duda, M. (1974): Statan, Anwendungssystem zur statischen Analyse, TH Darmstadt Veröffentlichung in Vorbereitung.
- [20] Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 56, No. SM5, Proc. Paper 7513, Sept. , pp. 1625-1653
- [21] Duncan, J. M. and Clough, G. W. (1971): Finite Element Analyses of Port Allen Lock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, Proc. Paper 8317, Aug. , pp. 1053-1068
- [22] Dunlop, P. and Duncan, J. M. (1970): Development of Failure Around Excavated Slopes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM2, Proc. Paper 7162, March, pp. 471-494
- [23] Fröhlich, O. K. (1934): Druckverteilung im Baugrunde. Verlag von Julius Springer, Wien
- [24] Girijavallabhan, C. V. and Reese, I. C. (1968): Finite Element Method for Problems in Soil Mechanics. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, Proc. Paper 5864, March, pp 473-496
- [25] Hoeg, K. , Christian, J. T. and Whitman, R. V. (1968): Settlement of Strip Load on Elastic-Plastic Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, Proc. Paper 5850, March, pp. 431-445
- [26] Huang, Y. H. (1968): Stresses and Displacements in Nonlinear Soil Media. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM1, Proc. Paper 5714, Jan. , pp. 1-20

- [27] James, E. L. (1972): Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 2, pp. 346
- [28] Janbu, Nilmar (1963) Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp. 19-25
- [29] Jelinek, R. (1970): Gutachtliche Stellungnahme zur Stand-sicherheit der Baugrubenwände U-Bahn Neubau "Ballindamm", Juni
- [30] Jennings, J. E. (1969): Discussion: Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proceedings of the 7. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 3, pp. 331-335
- [31] Kapp, M. S. (1969): Slurry-Trench Construction for Basement of World Trade Center. Civil Engineering Magazine, Vol. 39, No. 4, April, pp. 36-40
- [32] Kondner, R. L. (1963): Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Proc. Paper 3429, pp. 115-143
- [33] Kondner, R. L., and Zelasko, J, S. (1963): A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands. Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 269-324
- [34] Kulhawy, F. H., Duncan, J. M. (1972): Stresses and Movements in Oroville Dam. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM7, Proc. Paper 9016, July, pp. 653-664

- [35] Kulhawy, F. H. , Duncan, J. M. , Bolton Seed, H. (1969): Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction. Report No. TE-69-4, University of California, Berkeley
- [36] Lamb, T. W. , Wolfskill, L. A. and Wong, H. (1970): Measured Performance of Braced Excavation. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, May, pp. 817-836
- [37] Malina, H. (1969): Berechnung von Spannungsumlagerungen in Fels und Boden mit Hilfe der Elementenmethode. Heft 40 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe
- [38] Mansur, C. I. and Alizadeh, M. (1970): Tie-Backs in Clay to Support Sheeted Excavation. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, March pp. 495-509
- [39] Meissner (1971): Nichtlineares Kraft-Verformungsverhalten zylindrischer Körper aus rolligem Erdstoff. Heft 45 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe
- [40] MIT (1972): M. I. T. Test Section Instrumentation Massachusetts Bay Transportation Authority, Hymarket - North Extension Project Mass - MTD-2, Department of Civil Engineering Massachusetts, Institute of Technology Cambridge, Massachusetts, March
- [41] Nendza, H. und Klein, K. (1973): Bodenverformungen beim Aushub tiefer Baugruben. Vortrag, Haus der Technik, Essen, Februar
- [42] NGI (1962-1966): Measurements at a strutted excavation. Norwegian Geotechnical Institute Technical Reports, No. 1-9
- Ostermayer, H. und Werner, H. U. (1972): Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Vortrag Baugrundtagung Stuttgart, Deutsche Gesellschaft f. Erd- und Grundbau, Essen, S. 235-262

- [44] Otta, L. (1972): Diskussionsbeitrag Baugrundtagung Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau Essen, S. 263-267
- [45] Peck, R., B. (1969): Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art-Volume, pp. 225-290
- [46] Rodriguez, J.M. and Flamand, C.L. (1969): Strut loads recorded in a deep excavation in clay. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., Mexico 1969, Proceedings, Vol. 2, pp. 459-467
- [47] Roth, B. (1970): Rückwärtige Verankerung von Baugrubenwänden (Teil II). Haus der Technik - Vortragsveröffentlichungen, Essen, Heft 241, S. 49
- [48] Shannon, W.L. and Strazer, R.J. (1970): Tied-Back Excavation Wall For Seattle First National Bank. Civil Engineering Magazine, Vol. 40, March, pp. 62-64
- [49] Siemer, H. (1970): Spannungen und Setzungen des Halbraums unter waagerechten Flächenlasten. Die Bautechnik, Mai, S. 163-172
- [50] Stump, H. (1972): Paroi de 32 m de hauteur, ancrée avec des tirants permanents. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics, Madrid, Vol. 1, pp. 565-568
- [51] Terzaghi, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York
- [52] Terzaghi, K. und Peck, R.B. (1967): Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd edition, John Wiley and Sons, Inc. New York, 729 pp.
- [53] Tschebotarioff, G.P. und Schuyler, J.R. (1948): Comparison of the Extent of Disturbance Produced by Driving Piles into Plastic Clay to the Disturbance causes by an Unbalanced Excavation. Second International Conference on Soil Mechanics and Found. Engineering, Rotterdam Bd. II, S. 199 - 205

- [54] Verdeyen, J. und
Roisin, V. (1965):
Sollicitation des écrans souples de
soutènement sous l'effet de charges
extérieures localisées, appliquées
en surface du massif soutenu.
Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Mon-
treal, Vol. 2, pp. 422-426
- [55] Wanoschek, H. R. (1971):
Der Einfluß von Fundamentlasten
auf die Größe und Verteilung des
Erddrucks auf biegsame, abgesteifte
Baugrubenwände. Mitteilungen der
Versuchsanstalt für Bodenmechanik
und Grundbau der TH Darmstadt,
Heft 9
- [56] Weldon, S. B. (1966):
Tie-Backs in Soil for Unobstructed
Deep Excavation. Civil Engineering
ASCE, Vol 36, No. 9, Sept. , pp 46-49
- [57] Wibel, 1971
Spannungsverteilung unter flachge-
gründeten Kreisfundamenten auf trok-
kenem Sand. Heft 46 der Veröffent-
lichungen des Instituts für Bodenme-
chanik und Felsmechanik der Univer-
sität Karlsruhe
- [58] Wilson, S. D. (1970)
Observational Data on Ground Move-
ments Related to Slope Instability.
Journal of the Soil Mechanics and
Foundations Division, ASCE, Vol. 96,
No. SM5, September 1970, pp. 1521-
1544
- [59] Wosser, T. D. and
Darragh, R. D. (1970):
Tiebacks for Bank of America
Building Excavation Wall. Civil
Engineering Magazine, Vol. 40,
March, pp. 65- 67
- [60] Zienkiewicz, O. C. (1971):
The Finite Element Method in En-
gineering Science. Mc Graw Hill,
London
- [61] Zienkiewicz, O. C. und
Cheung, Y. K. (1967)
The Finite Element Method in Struk-
tural and Continuum Mechanics. McGraw
Hill, London

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen
Hochbauten
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf
das Tragverhalten des Bodens
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Bean-
spruchungen
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe
einer neuentwickelten Versuchsanlage
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 - 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung
und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton
Dr.-Ing. H. Heil Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erd-
drucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972-1973
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974