

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Heft 27

**Zur Frage der Standsicherheit
verankerter Stützwände
auf der tiefen Gleitfuge**

Dr.-Ing. Michael H. Heibaum

1987



Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Heft 27

**Zur Frage der Standsicherheit
verankerter Stützwände
auf der tiefen Gleitfuge**

Dr.-Ing. Michael H. Heibaum

V O R W O R T

Mit dem Heft 27 der Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik wird eine Weiterentwicklung der Methode zur Ermittlung der erforderlichen Ankerlänge hinter Verbau- und Stützwänden vorgestellt. Anlaß für die bessere Erforschung dieses Problems war, daß das mechanische Modell der tiefen Gleitfuge von Kranz (1940), welches nur für parallel zur Stützwand durchlaufende Ankerwände gilt, bei seiner Anwendung auf Einzelanker (Verpreßanker, Ankerpfähle) ungenau wird, weil diese die Kraft lokal konzentrierter eintragen als Ankerwände. Die Anwendung des Kranz'schen Modells auf Einzelanker ist ja nur durch Anwendung eines Kunstgriffs möglich: In der Mitte der Krafteinleitungsstrecke der Einzelanker wird eine fiktive Ankerwand, die sog. Ersatzankerwand angenommen. Darüberhinaus wird - um das tun zu können - bei Ankerpfählen, welche Mantelreibung über ihre ganze Länge abtragen, nach EAU 66 ein Teil dieser Länge als mantelreibungsfrei betrachtet, was ebenfalls unrealistisch ist. Auf diese Weise muß bei Berechnungen die tiefe Gleitfuge vom Drehpunkt der Stützwand zur Mitte der Krafteintragungslänge verlaufend angenommen werden, was im Einzelfalle zu großen Fehlern führen kann.

In der Dissertation von Heibaum wird mit FE-Berechnungen und Modellversuchen nachgewiesen, daß ohne großen Mehraufwand unter Beibehaltung der grundlegenden Annahmen von Kranz eine zutreffendere Erfassung der Realität bei der Ermittlung der erforderlichen Ankerlängen möglich ist.

Am Schluß der Arbeit wird die neue probabilistische Sicherheitsberechnung nach der "Grusi-Bau" für die Standsicherheitsermittlung auf der tiefen Gleitfuge vorgeführt. Wenn man sich von dieser Seite her künftig um mehr Genauigkeit bemühen will, sollte man auch die vorgeschlagene Möglichkeit der Verwendung eines genaueren mechanischen Modells für die Erfassung des Grenzzustandes in diesem Falle nutzen.

Darmstadt, den 22.4.87

Prof. Dr.-Ing. E. Franke

INHALTSVERZEICHNIS

| | |
|---|-----|
| ZUSAMMENSTELLUNG DER VERWENDETEN SYMBOLE | VII |
| VORWORT | XI |
| 1 EINLEITUNG | 1 |
| 2 BESTEHENDE NACHWEISPRAXIS | 3 |
| 2.1 BRUCHGEOMETRIE | 3 |
| 2.2 KRÄFTEANSATZ | 6 |
| 2.3 SICHERHEITSDEFINITION | 8 |
| 3 KRITIK AM BESTEHENDEN VERFAHREN | 9 |
| 3.1 UNTERSUCHUNGSMÖGLICHKEITEN | 9 |
| 4 UNTERSUCHUNGEN MIT DER METHODE DER FINITEN ELEMENTE | 11 |
| 4.1 VORBEMERKUNGEN | 11 |
| 4.2 PROGRAMMSYSTEM UND VERWENDETE ELEMENTE | 13 |
| 4.3 MATERIALGESETZE | 14 |
| 4.4 RANDBEDINGUNGEN | 19 |
| 4.5 BERECHNUNGSVORGABEN | 21 |
| 4.6 ANKERSIMULATION | 22 |
| 4.6.1 VERPRESSANKER | 22 |
| 4.6.2 ANKERPFAHL | 22 |
| 4.7 ERGEBNISDARSTELLUNG | 23 |
| 4.8 ZWEIDIMENSIONALE BERECHNUNGEN | 24 |
| 4.8.1 WANDVERSCHIEBUNG -PROTOTYP | 24 |
| 4.8.2 ANKERZUGVERSUCH | 30 |
| 4.9 DREIDIMENSIONALE BERECHNUNGEN | 35 |
| 4.9.1 WANDVERSCHIEBUNG - PROTOTYP | 35 |
| 4.9.2 WANDVERSCHIEBUNG - MODELL | 40 |
| 4.10 SCHLUSSFOLGERUNGEN | 49 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 5 | MODELLVERSUCHE | 51 |
| 5.1 | VERSUCHSSTÄNDE | 51 |
| 5.1.1 | VERSUCHSSTAND M1 | 51 |
| 5.1.2 | VERSUCHSSTAND M2 | 53 |
| 5.1.3 | VERGLEICH DER ABMESSUNGEN MIT STÜTZWÄNDEN IN SITU | 54 |
| 5.1.4 | EINFLUSSGRÖSSEN | 58 |
| 5.1.5 | ERZWINGEN DES BRUCHZUSTANDES | 58 |
| 5.1.6 | MODELLANKER | 60 |
| 5.1.7 | MESSAUFGABE UND MESSWERTERFASSUNG | 61 |
| 5.2 | VERSUCHSSAND | 64 |
| 5.2.1 | EINBAUVERFAHREN | 65 |
| 5.2.2 | BESTIMMUNG DES INNEREN REIBUNGSWINKELS | 66 |
| 5.3 | ANKERZUGVERSUCHE | 68 |
| 5.3.1 | VERGLEICH ANKERPROTOTYP - MODELL | 68 |
| 5.3.2 | TIEFENABHÄNGIGKEIT | 71 |
| 5.3.3 | SCHERFUGEN AM ANKERKÖRPER | 72 |
| 5.4 | SYSTEMVERSUCHE | 74 |
| 5.4.1 | VORÜBERLEGUNGEN | 74 |
| 5.4.2 | VERSUCHSDURCHFÜHRUNG | 74 |
| 5.4.3 | VERSUCHE ZUR BESTIMMUNG DES AKTIVEN ERDDRUCKS | 77 |
| 5.4.4 | VERSUCHE MIT EINER ANKERWAND | 78 |
| 5.4.5 | VERSUCHE MIT ANKERPFÄHLEN UND VERPRESSANKERN | 80 |
| 5.5 | VERGLEICH VON ANKERZUGVERSUCH UND SYSTEMVERSUCH | 86 |
| 5.6 | GRUPPENWIRKUNG DER ANKER | 87 |
| 5.7 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 89 |
| 6 | VERGLEICH VERSUCH -BERECHNUNG (FEM) | 95 |
| 6.1 | SETZUNGEN, KRÄFTE UND SPANNUNGEN | 96 |
| 6.2 | VERGLEICH VON ANKERZUGVERSUCH UND SYSTEMVERSUCH IN RECHNUNG UND MODELLVERSUCH | 97 |
| 6.3 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 98 |
| 7 | ENTWICKLUNG EINER BEMESSUNGSVORSCHRIFT | 101 |
| 7.1 | VORBEMERKUNGEN | 101 |
| 7.2 | VORAUSBERECHNUNG DER NEIGUNG DER TIEFEN GLEITFUGE | 102 |
| 7.2.1 | DER KRAFTÜBERTRAGUNGSWERT KAPPA | 102 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 7.2.2 | KRÄFTEANSATZ | 103 |
| 7.2.3 | EXTREMALBEDINGUNG | 103 |
| 7.2.4 | UNTERSCHIEDUNG ANKERPFAHL - VERPRESSANKER | 107 |
| 7.2.5 | MODELLFAKTOR | 108 |
| 7.2.6 | RECHENWERTE FÜR DEN METERREIBUNGSWERT | 110 |
| 7.2.7 | METERREIBUNGSVERTEILUNG AM ANKER | 113 |
| 7.3 | BEISPIELRECHNUNGEN | 115 |
| 7.4 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 126 |
| 8 | NACHWEIS AUF STOCHASTISCHER GRUNDLAGE | 129 |
| 8.1 | VORBEMERKUNGEN | 129 |
| 8.2 | GRENZZUSTANDSGLEICHUNG | 130 |
| 8.3 | RECHENPROGRAMM | 131 |
| 8.3.1 | WANDBEMESSUNG | 131 |
| 8.3.2 | IM GRENZZUSTAND AUFNEHMBARE ANKERKRAFT | 132 |
| 8.3.3 | PROBABILISTISCHE MASSZAHLEN | 132 |
| 8.3.4 | PARTIELLE DIFFERENTIATION | 134 |
| 8.3.5 | FLUSSDIAGRAMM FÜR DIE BEMESSUNG | 135 |
| 8.3.6 | PROGRAMM ZUR ERMITTLUNG DES SICHERHEITS- INDEXES | 136 |
| 8.4 | ERMITTLUNG VON TEILSICHERHEITSBEIWERTE | 139 |
| 8.4.1 | STATISTISCHE KENNGRÖSSEN | 139 |
| 8.4.2 | STREUUNGSANTEILE DER BASISVARIABLEN | 140 |
| 8.4.3 | FESTLEGUNG DER TEILSICHERHEITSBEIWERTE | 146 |
| 8.4.4 | EINFLUSS DES VARIATIONSKOEFFIZIENTEN | 151 |
| 8.5 | BEMESSUNGSERGEBNISSE | 154 |
| 8.6 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 157 |
| 9 | ZUSAMMENFASSUNG | 159 |
| | ANHANG A: BERECHNUNGSANSATZ | 161 |
| | ANHANG B: LITERATURVERZEICHNIS | 167 |
| | ANHANG C: LEBENS LAUF | 177 |

ZUSAMMENSTELLUNG DER VERWENDETEN SYMBOLE

| | |
|--|---|
| A | Ankerkraft (allg.); Ankerkraft aus der statischen Berechnung der Stützwand |
| A_b | Ankerbruchlast (DIN 4125/2) |
| A_K | Kriech-Grenzlast des Ankers (DIN 4125/2) |
| A_r | rechnerische Gebrauchslast des Ankers (DIN 4125/2) |
| A_S | Grenzlast aus der Nennstreckgrenze des Stahls (DIN 4125/2) |
| a | Ankerabstand |
| D | Lagerungsdichte |
| d | Ankerdurchmesser |
| d_k | mittlerer Korndurchmesser |
| E_k | Steifemodul des Einzelkorns |
| H | Geländesprunghöhe; Wandhöhe, wenn $H = h$ |
| h | Wandhöhe |
| h_o | Überankerlänge |
| h_u | Abstand Wandfuß - Ankerkopf |
| K _{agh} K _{ach} K _{pgh} K _{pch} | Erddruckbeiwerte nach DIN 4085 |
| l | Ankerlänge |
| l' | Krafteinleitungsstrecke außerhalb des Bruchkörpers auf der tiefen Gleitfuge |
| l_0 | Verpreßstrecke |
| l_K | statisch nicht wirksame Ankerstrecke im aktiven Gleitkeil |
| l_R | rechnerische Krafteinleitungsstrecke nach EAU, E 66 |
| l_w | statisch wirksame Verankerungslänge nach EAU, E 66 |
| m | Mittelwert einer Basisvariablen |

| | |
|------------------|---|
| p | Geländeauflast (Gleichstreckenlast) |
| Q_g | Grenzlast (DIN 1054) |
| R | Widerstand |
| r^* | Bemessungswert des Widerstands |
| S | Einwirkung |
| s^* | Bemessungswert der Einwirkung |
| T | Meterreibungswert (= Mantelreibung x Umfang) |
| t | Einbindetiefe einer Stützwand |
| v | Variationskoeffizient |
| x | Horizontalprojektion der Ankerteilstrecke im Bruchkörper auf der tiefen Gleitfuge |
| Z | Sicherheitszone |
| $\alpha(i)$ | Wichtungsfaktoren des probabilistischen Nachweisverfahrens |
| β | Geländeneigung; Sicherheitsindex (zur Unterscheidung auch: BETA) |
| γ | Bodenwichte |
| γ_x | Teilsicherheitsbeiwert der Basisvariablen X, bezogen auf den Mittelwert |
| $\gamma_{x,n\%}$ | Teilsicherheitsbeiwert der Basisvariablen X, bezogen auf die n%-Fraktile |
| δ | Wandreibungswinkel |
| ζ | Ankerneigung |
| η | Sicherheitsbeiwert |
| ϑ | Gleitfugenneigung |
| ϑ_a | Neigung der aktiven Gleitfuge |

| | |
|---------------|---|
| ϑ_f | Neigung der nach dem Extremalansatz maßgeblichen tiefen Gleitfuge |
| ϑ_K | Neigung der tiefen Gleitfuge nach EAU |
| κ | Kraftübertragungswert |
| λ | Maßstabszahl |
| μ | Vernagelungsgrad (Gudehus/Gäbler, 1983) |
| σ | Normalspannung |
| σ_K | Kornbruchspannung |
| φ | innerer Reibungswinkel |
| φ_K | intergranularer Reibungswinkel |
| ψ | Hilfswinkel im Krafteck |

1 EINLEITUNG

Der Standsicherheitsnachweis auf der tiefen Gleitfuge wird bei verankerten Stützwänden durchgeführt, um die erforderliche Länge von Verpreßankern und Zugpfählen oder den erforderlichen Abstand von Ankerwänden und Ankerplatten von der Stützwand zu ermitteln, bzw. die bei gegebener Ankerlänge vorhandene Sicherheit zu berechnen.

Der Nachweis basiert auf dem von Kranz (1940) vorgeschlagenen mechanischen Modell für Verankerungen mit parallel zur Stützwand verlaufenden Ankerwänden (Bilder 1 und 3). Dieses Modell und der Nachweis wurden später für Verankerungen mit Zugpfählen und Verpreßankern (Bild 2) - im Unterschied zur Ankerwand im folgenden "Anker" genannt - übernommen, wobei an die Stelle der Ankerwand oder -platte eine fiktive Wand vom Mittelpunkt der Krafteinleitungsstrecke zur Geländeoberfläche trat (Bild 4). Zwei wesentliche Unterschiede lassen jedoch diese bis heute übliche Gleichstellung der Verankerungssysteme als nicht gerechtfertigt erscheinen:

- In Wandlängsrichtung erfolgt die Kraftübertragung in den Boden bei Ankerwänden kontinuierlich (Bild 1), bei Ankern lokal (Bild 2).
- In Ankerlängsrichtung wird die Ankerkraft durch die Ankerwand konzentriert in den Boden geleitet (Bild 3), bei Verpreßankern jedoch kontinuierlich über die Verpreßstrecke l_0 (Bild 4), bei Pfählen sogar über die gesamte Pfahllänge.

Von diesen Unterschieden sind Auswirkungen auf den Spannungszustand, die Verformungen und das Bruchbild im Boden hinter der Wand zu erwarten. Mit Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) und kleinmaßstäblichen Modellversuchen werden Unterschiede und Gemeinsamkeiten erforscht. Auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse wird eine Änderung der bestehenden Nachweisform vorgeschlagen. Die Anwendung wird in Analogie zur bisherigen (deterministischen) Vorgehensweise und im Rahmen des neuen Sicherheitskonzeptes auf probabilistischer Grundlage durchgeführt.

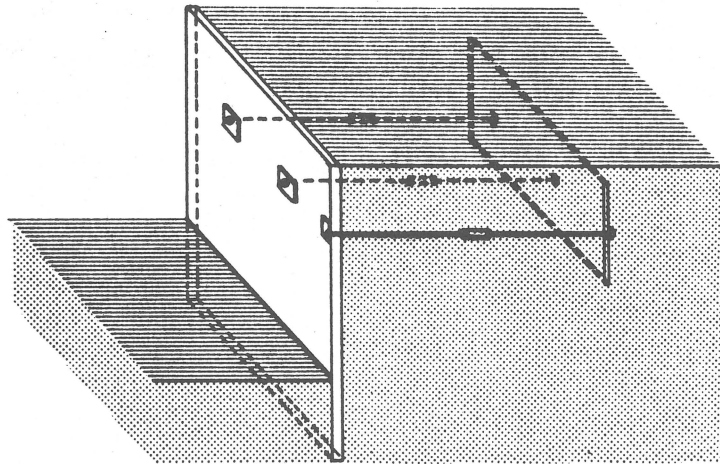


BILD 1: Verankerung mit einer Ankerwand

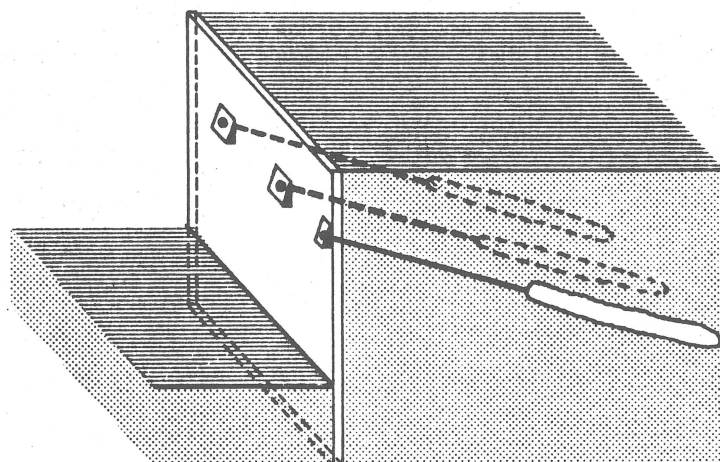


BILD 2: Verankerung mit Verpreßankern

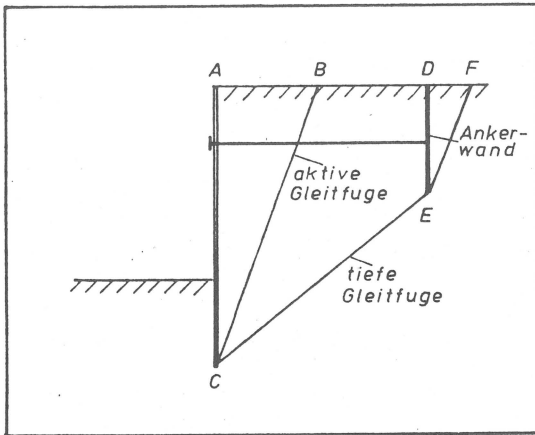


BILD 3
Bruchmodell nach Kranz

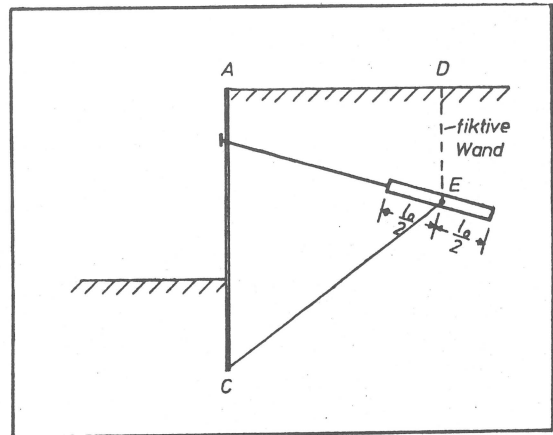


BILD 4
Bruchmodell für Verpreßanker nach EAU/EAB

2 BESTEHENDE NACHWEISPRAXIS

Für die Standsicherheit einer verankerten Stützwand wird zum einen nachgewiesen, daß der Anker die erforderliche Kraft mit Sicherheit in den Boden leiten kann (Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens nach EAU, 8.4.10; Ankerzugversuch an Verpreßankern nach DIN 4125; Pfahlzugversuch nach DIN 1054), zum anderen, daß das System Wand-Anker-Boden einen ausreichenden Abstand gegenüber Versagen aufweist (Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge).

Bei der Betrachtung der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge, wie er in den Empfehlungen des Arbeitskreises "Ufereinfassungen" (EAU) und des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) in Deutschland und in verschiedenen ausländischen Normen eingeführt ist, muß in Bruchgeometrie, Kräfteansatz und Sicherheitsdefinition unterschieden werden.

2.1 BRUCHGEOMETRIE

Für den Bruch auf der tiefen Gleitfuge hat Kranz (1940) für Ankerwände die Modellvorstellung entwickelt, daß sich zum einen der aktive Gleitkeil (ABC in Bild 3), zum anderen eine ebene Gleitfuge (EC) vom Wandfuß der frei aufgelagerten Stütz-

wand zur Unterkante der Ankerwand ausbilden. Hinter der Ankerwand bildet sich wiederum ein aktiver Gleitkeil (DEF). Bei unterer Einspannung der Wand wird i.a. der Querkraftnullpunkt im Einspannbereich als "rechnungsmäßiger Spundwandfußpunkt" (EAU, 8.4.9.4) angenommen. Häufigster Fall ist eine teilweise Einspannung, bei dem der Schnittpunkt der tiefen Gleitfuge mit der Stützwand oberhalb des Wandfußes anzusetzen wäre. Auch die Forderung nach einer Sicherheit $\eta > 1.0$ für das Fußauflager bei rechnerisch freier Fußauflagerung bedeutet eine teilweise Einspannung. Um in der folgenden mehr grundsätzlichen Untersuchung nicht alle in situ möglichen statischen Systeme berücksichtigen zu müssen, wird stets die frei aufgelagerte Wand mit einem Sicherheitsbeiwert $\eta = 1.0$ (EAU, 1.6.2.1) für das Erdauflager betrachtet. Der Erddruck wird entsprechend der klassischen Erd-drucktheorie berechnet.

Werden anstelle einer Ankerwand Verpreßanker eingesetzt, wird eine "fiktive Wand" eingeführt (Bild 4), die von der Geländeoberfläche bis zum Mittelpunkt der Verpreßstrecke l_0 reicht. Die tiefe Gleitfuge wird von dort bis zum (rechnerischen) Wandfuß angenommen. Bei Pfählen tritt an die Stelle der Verpreßstrecke eine rechnerische Krafteinleitungsstrecke l_R , die vom Pfahlende aus abgetragen wird und außerhalb des aktiven Gleitkeils liegen muß. Diese Modellvorstellungen sind nach den Empfehlungen der Arbeitskreise "Baugruben" und "Ufereinfassungen" den Berechnungen zugrunde zu legen, weshalb im folgenden diese Bruchgeometrie den EAU bzw. EAB zugeordnet wird.

Broms (1968) hat eine ähnliche Bruchfigur vorgeschlagen mit dem Unterschied, die fiktive Wand nicht in die Mitte der Verpreßstrecke zu legen, sondern generell 2 m vom Ankerende entfernt. Schulz (1976) und Goldscheider/Kolymbas (1980) behalten die Geometrie nach EAU bei, wenden dann allerdings eine andere Berechnungssystematik an. Die Geometrie nach Kranz wurde von Jelinek/Ostermayer (1966, 1967) aufgrund von Modellversuchen als nicht zutreffend bezeichnet. Von den Autoren wurde als untere Begrenzung des Bruchkörpers eine gekrümmte Bruchfuge beobachtet und als logarithmische Spirale bis zum Ankerende ange-

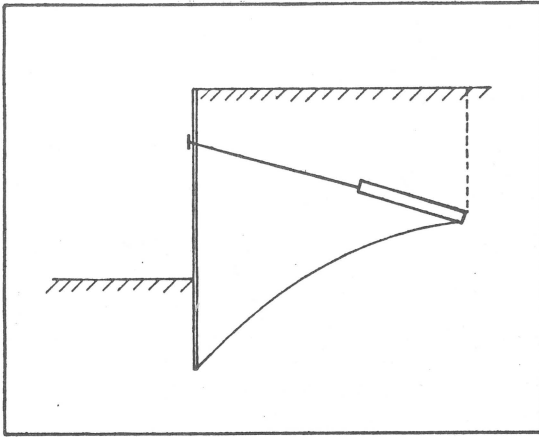


BILD 5
Tiefe Gleitfuge als logarithmische Spirale

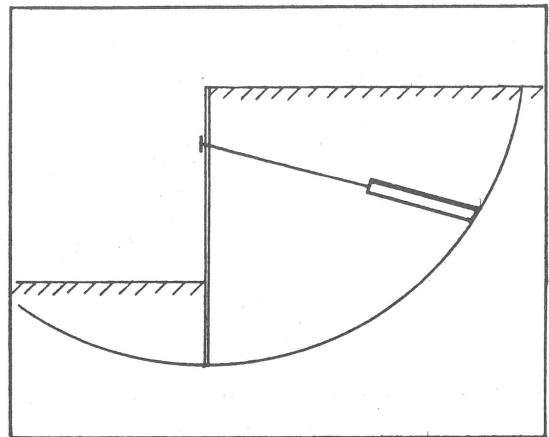


BILD 6
Bruch auf Kreisgleitfläche (Geländebruch)

nähert (Bild 5). Von einigen Autoren wird auch untersucht, ob nicht anstelle der tiefen Gleitfuge der Geländebruch beim Standsicherheitsnachweis maßgeblich wäre (Schmitt, 1974; Anderson et al., 1983; Bild 6). Dieser Nachweis ist nach EAB, EB 45 zusätzlich zu dem der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge zu führen. Unabhängig von Unterschieden in den Einzelheiten wird bei allen diesen Rechenverfahren die Bruchgeometrie als ebener Fall, d.h. für einen senkrecht zur Schnittebene unendlich langen Körper betrachtet.

Der Name von Kranz soll im folgenden nur für den Fall einer Ankerwand stehen, d.h. für eine ebene tiefe Gleitfuge von der Unterkante der Ankerwand zum Stützwandfuß. Als tiefe Gleitfugen werden alle Bruchfugen bezeichnet, die sich zwischen Wandfußbereich und Anker erstrecken, ohne von vornherein einer bestimmten Vorgehensweise zugeordnet zu sein.

2.2 KRÄFTEANSATZ

Von Kranz wird ein Schnitt hinter dem aktiven Gleitkeil (BC in Bild 3) und hinter der Ankerwand (DE in Bild 3) geführt. Da die Kraft in der aktiven Gleitfuge aus dem Kräftegleichgewicht am aktiven Gleitkeil ABC ermittelt wird und dann mit umgekehrtem Vorzeichen auf den Bruchkörper BDEC aufgebracht wird, kann die Berücksichtigung der aktiven Gleitfuge entfallen und der Körper ADEC als maßgeblicher Bruchmonolith betrachtet werden. Dabei wirkt im Schnitt AC zwischen Wand und Boden der aktive Erddruck, also eine bekannte Kraft, ebenso hinter der Ankerwand in Schnitt DE (Bild 7). Jelinek/Ostermayer (1967) und Broms (1968) führen den Schnitt vor der Stützwand und ermitteln dort eine erforderliche Widerstandskraft (Bild 8). Da der Erdwiderstand eine in Abhängigkeit von der Wandverschiebung mobilisierte Kraft ist und im Augenblick des Bruchs auf der tiefen Gleitfuge in seiner Größe unbekannt ist, wird dem Schnitt hinter der Wand der Vorzug gegeben. Schulz (1976) zerlegt den Bruchkörper in Vertikallamellen und betrachtet das Kräftespiel an den einzelnen Lamellen analog den Untersuchungen zur Böschungsstandsicherheit (Bild 9). Alle bisher genannten Autoren ermitteln an den freigeschnittenen Körpern ein Kräftegleichgewicht. Demgegenüber stellen Goldscheider/Kolybas (1980) eine Energiebetrachtung an, wozu neben dem Kräfteplan auch noch ein Hodograph erforderlich ist und der Bruchkörper in mehrere Teilkörper unterteilt wird (Bild 10).

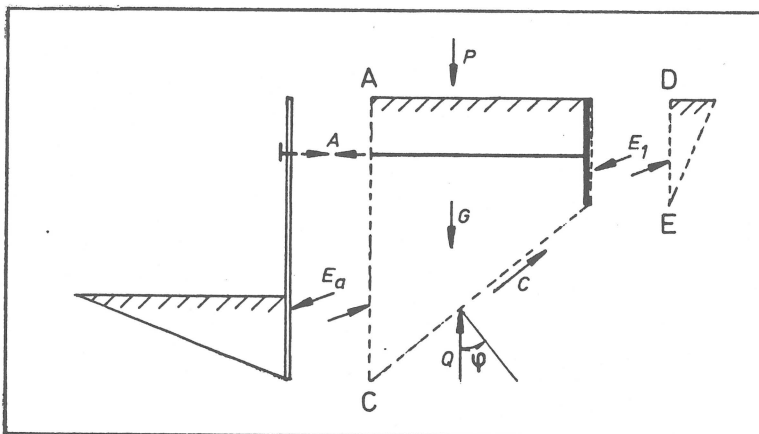


BILD 7
Schnittkräfte nach Kranz

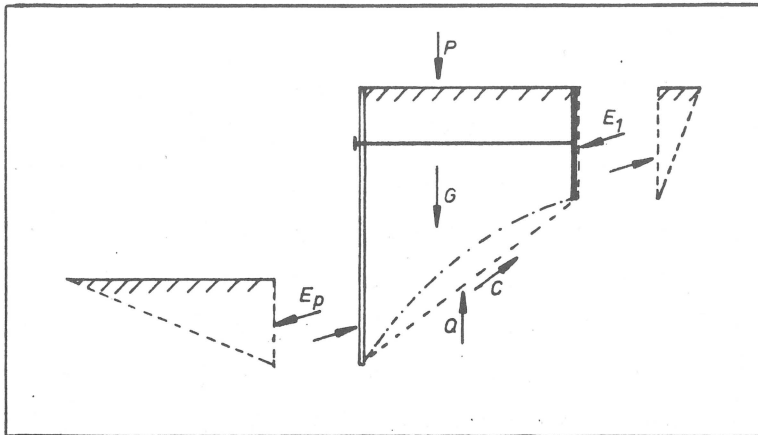


BILD 8
Schnittführung vor der Wand

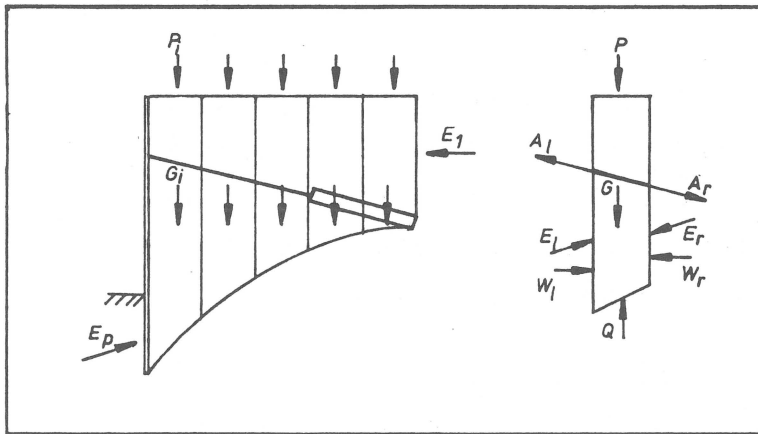


BILD 9
Verfahren nach Schulz

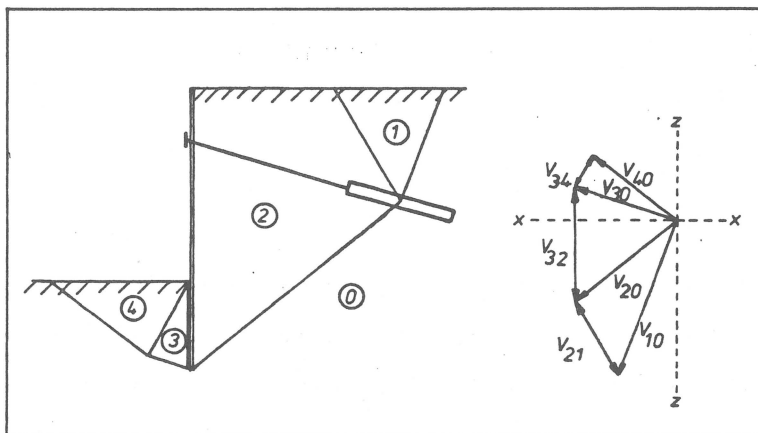


BILD 10
Verfahren nach
Goldscheider / Kolymbas

2.3 SICHERHEITSDEFINITIONEN

Kranz hat als Sicherheitsdefinition vorgeschlagen, die aus der Gleichgewichtsbedingung erhaltene "mögliche Ankerkraft" ins Verhältnis zu setzen zur vorhandenen, vom Anker aufzunehmenden Kraft infolge Belastung der Wand ($\eta = \text{mögl. A} / \text{vorh. A}$). Diese Definition ist häufig kritisiert worden (zuerst von Jelinek/Ostermayer, 1966), da sie nicht für alle Schnittführungen gelten kann, und da ein höherer Erddruck als der aktive auftreten würde. Messungen an Baugruben (Romberg, 1973; s.a. Briske, 1978) bestätigen jedoch die Annahme der aktiven Erddrucklast hinter verankerten Baugrubenwänden, wobei sich allerdings durch die Wahl der Vorspannung der Anker eine Umlagerung des Erddrucks über die Wandhöhe einstellen kann. (Auf die Ausbildung aktiven Erddrucks in Modellversuchen wird später noch eingegangen werden.) Bezogen auf die von Kranz (1940) gewählte Schnittführung ist die Sicherheitsdefinition zutreffend. Ein Schnitt vor der Wand, d.h. ohne daß die Ankerkraft freigeschnitten wird, hält Kranz für das von ihm entwickelte Berechnungsverfahren für nicht geeignet (S.16 a.a.O.).

Andere Sicherheitsdefinitionen, z.B.:

- vorhanden φ / erforderlich φ (Jelinek/Ostermayer, 1967)
- available(P_p) / required(P_p) (Broms, 1968)
- D / A (Goldscheider/Kolymbas, 1980)

(D = im Grenzgleichgewicht dissipierte Leistung, A = Leistung der äußeren Kräfte und Volumenkräfte)

haben sich bislang nicht durchsetzen können. In der Literatur findet sich außerdem die sog. Felleniusregel:

- $\tan(\text{vorh. } \varphi) / \tan(\text{erf. } \varphi)$,

die auch auf andere Grenzzustände als den Bruch auf der tiefen Gleitfuge angewandt wird und dadurch eine gute Vergleichbarkeit der Sicherheiten erlaubt. Für die Stützwandbemessung ist sie jedoch recht aufwendig, da der erforderliche innere Reibungswinkel nur iterativ ermittelt werden kann, wobei stets eine Neubemessung der Wand erforderlich ist. In jüngster Zeit wird auch das probabilistische Sicherheitskonzept auf verankerte Wände angewandt (Gudehus/Gäßler, 1983). Dieses Verfahren hat aber bisher keine weite Verbreitung gefunden.

3 KRITIK AM BESTEHENDEN VERFAHREN

Bei der Übertragung der Bruchgeometrie der mit Ankerwänden oder -platten gesicherten Stützwände auf solche, die mit Verpreßankern oder Pfählen gehalten werden, sind die Auswirkungen des Abstandes der Anker untereinander und der über den Pfahl bzw. die Verpreßstrecke verteilten Krafteinleitung zu prüfen. Die Wahl der Mitte der (ggf. rechnerischen) Krafteinleitungsstrecke als hinterer Endpunkt der tiefen Gleitfuge ist willkürlich. Auch wird bei über die ganze Länge Kraft abtragenden Ankerpfählen die Berücksichtigung nur eines rechnerischen Teils davon in situ zu Abweichungen von der angenommenen Geometrie führen. Zu überprüfen ist ferner, ob auch der Erddruck in Wandlängsrichtung (unabhängig von Umlagerungseinflüssen über die Wandhöhe) eine Beeinflussung durch die im Gegensatz zu einer Ankerwand in Abständen wirkenden Anker erfährt.

3.1 UNTERSUCHUNGSMÖGLICHKEITEN

In der Literatur sind für Verpreßanker und Zugpfähle keine Schadensfälle dokumentiert, die sich eindeutig auf ein Versagen in der tiefen Gleitfuge zurückführen lassen. Feldmessungen existieren nicht, auch ist es kaum realisierbar, Versuche im Maßstab 1:1 durchzuführen. Von verschiedenen Autoren wurde versucht, Bruchzustände im Boden mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) zu berechnen. Dies scheitert jedoch daran, daß in der FEM von einem Kontinuum ausgegangen wird, Bruchflächen jedoch Diskontinua darstellen, die hinsichtlich Entstehungs-ort und Verlauf zunächst unbekannt sind. Versuche, das Auftreten von Bruchfugen vorherzuberechnen, wurden von Lo/Lee (1973) für Böschungen, von Potts/Fourie (1984) für einmal gestützte und von Boulon et al. (1977) für unverankerte Wände unternommen. Tagaya et al. (1983) ermitteln Grenzlasten und Bruchzonen vertikal gezogener horizontaler Ankerplatten. Alle bisher bekannten Untersuchungen von Stützwänden mit der FEM wurden nur für den ebenen Fall durchgeführt, so daß die erwarteten Abweichungen vom ebenen Verformungsvorgang

nicht berücksichtigt werden konnten. Diese Berechnungsverfahren können im Hinblick auf die Behandlung von Bruchzuständen und die Ausbildung schmaler Scherzonen bislang keine zufriedenstellenden Antworten liefern. Möglich ist jedoch eine Untersuchung der Entwicklung der Spannungen und Verformungen im Boden hinter der Wand vor Erreichen des Bruchzustandes. Parameterstudien mit der FEM können Informationen liefern über Wechselwirkungen der Anker untereinander und zwischen Anker und Stützwand.

Zur Untersuchung des Bruchzustandes selbst sind Modellversuche im kleinen Maßstab geeignet. Eine Übertragung quantitativer Ergebnisse, wie z.B. gemessener Kräfte oder Kraft-Weg-Beziehungen, von Modellversuchen auf Prototypen ist aber nur näherungsweise möglich. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch nach grundsätzlichen Auskünften über das Bruchverhalten verankerter Stützwände gesucht. Dabei darf angenommen werden, daß ein Bruch auf der tiefen Gleitfuge sich in Modell und Natur in analoger Weise einstellt, entsprechend z.B. der Beobachtung, daß die Modellvorstellung von der Ausbildung eines aktiven Gleitkeils unabhängig vom Maßstab gilt. Daher werden Modellversuche als das beste Hilfsmittel für systematische Untersuchungen angesehen.

Um alle Informationsmöglichkeiten auszuschöpfen, wurden auch Parameterstudien mit Finiten Elementen durchgeführt. Die beiden Vorgehensweisen werden zunächst einzeln beschrieben und anschließend vergleichend betrachtet.

4 UNTERSUCHUNGEN MIT DER METHODE DER FINITEN ELEMENTE (FEM)

4.1 VORBEMERKUNGEN

Mitte der sechziger Jahre wurden die ersten Grundbauprobleme mit Hilfe der Finiten Elemente untersucht (z.B. Clough/Woodward, 1967, und Malina, 1969, als erster in Deutschland), und es setzte eine starke Entwicklung dieses Verfahrens ein, was durch zahlreiche Veröffentlichungen dokumentiert ist. Der Zeit uneingeschränkter Euphorie folgte eine sehr kritische Haltung zu diesem Berechnungsverfahren bis hin zur völligen Ablehnung. Schließlich etablierte sich das Verfahren jedoch als brauchbares Hilfsmittel, wenn es sachgemäß angewandt wird. Hilfestellung wird durch entsprechende Literatur gegeben: z.B. hat Holzlöhner (1978) beschrieben, wie Ergebnisse einer FEM-Studie beurteilt werden sollten, Wanninger (1980) hat die erheblichen Abweichungen herausgestrichen, die durch unterschiedliche Materialgesetze entstehen können.

Die weitaus meisten Berechnungen mit der FEM wurden bislang an zweidimensionalen (2-D-)Strukturen durchgeführt, da die ebene Simulation einige wesentliche Vorteile mit sich bringt: es können relativ fein unterteilte Elementnetze benutzt werden, ohne daß die Rechenzeiten ins Unermeßliche steigen (und damit auch die Kosten bei kommerzieller Anwendung), die Struktur bleibt übersichtlich, auch numerisch ist der zweidimensionale Fall leichter zu handhaben. Das wiederum hat dazu geführt, daß in FEM-Programmsystemen für die ebene Berechnung meist mehr Elementtypen zur Verfügung stehen als für die dreidimensionale Analyse. Auch Materialgesetze sind z.T. nur für den ebenen Fall formuliert. Dem Nachteil der fehlenden dritten Dimension muß durch entsprechende Idealisierungen des zu untersuchenden Problems Rechnung getragen werden. Für den Fall einer verankerten Wand bedeutet dies, daß ohne Einschränkungen nur die mit einer Ankerwand gehaltene Stützwand simuliert werden kann, und auch dabei nur ein Schnitt durch einen

Bereich, der vom Wandanfang oder -ende (z.B. Ecken von Baugruben) unbeeinflusst ist. Sollen Verankerungen mit Verpreßankern oder Ankerpfähle untersucht werden, muß die Krafteinleitungsstrecke als parallel zur Stützwand unendlich lange Schleppplatte idealisiert werden, wodurch der Boden oberhalb und unterhalb der Ankerlage getrennt wird und somit von den Verhältnissen in situ erheblich abgewichen wird.

Die von der Anzahl der Freiheitsgrade der Knoten her gleichwertige (und damit mit demselben Aufwand und derselben Rechenzeit verbundene) rotationssymmetrische Simulation eignet sich nicht, um Verankerungen zu untersuchen, da um einen schräg eingebauten Anker (im Gegensatz z.B. zu einem Vertikalpfahl) bereits der Ausgangsspannungszustand vom rotationssymmetrischen Fall abweicht.

Dreidimensionale Berechnungen sind nach Kenntnis des Autors für verankerte Wände bislang noch nicht durchgeführt worden, müssen jedoch als erstrebenswertes Ziel betrachtet werden, um die Stützkonstruktion eines Geländesprunges wirklichkeitsnah abbilden zu können. Dabei entsteht das Problem, ein Programmsystem zu finden, das sowohl über eine ausreichende Zahl von Elementtypen verfügt, als auch über zutreffende Materialgesetze, wobei gerade für Untersuchungen im Grundbau letzteren eine überragende Bedeutung zukommt (Schad, 1979; Wanninger, 1980).

Für die Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhalten des Systems Wand-Anker-Boden soll folgender Weg eingeschlagen werden:

- zweidimensionale Berechnungen zur Begrenzung des Rechenzeitbedarfs bei Parameterstudien, zur Feinteilung des Elementnetzes und zur Ausnutzung von Elementtypen, die nur zweidimensional implementiert sind (Kontaktelemente, die eine Relativverschiebung von Anker und Boden erlauben).
- dreidimensionale Berechnungen bei vereinfachter Simulation der Wand und der Anker zur Untersuchung der Wechselwirkung der Anker untereinander und der Abweichungen von der ebenen Berechnung.

Diese Untersuchungen betreffen den Gebrauchszustand. Bei Bruchzuständen, die mit der Ausbildung schmaler Scherzonen verbunden sind (dazu gehört auch der aktive Erddruck), kann deren Lage nicht vorausberechnet werden. Allerdings lassen sich z.T. Kräfte bzw. Spannungen im Bruchzustand mit guter Näherung ermitteln, wie z.B. die Grundbruchlast (Borst/Vermeer, 1984), die Bruchlast vertikal gezogener Ankerplatten (Tagaya et al., 1984) und im folgenden der Erddruck und-mit Einschränkung-die Herausziehkraft eines Ankers.

4.2 PROGRAMMSYSTEM UND VERWENDETE ELEMENTE

Am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt wurde in den Jahren seit 1974 auf der Grundlage des Programmsystems STATAN des Fachgebietes Maschinenelemente (Duda, 1971) das Finite-Elemente-Programm STATAN 15 entwickelt, das speziell auf die Bedürfnisse des Grundbaus ausgerichtet ist. Der Werdegang und die Möglichkeiten dieses Programms sind ausführlich von Wanninger (1980) beschrieben worden. Als letztes war von Katzenbach (1981) mit dem Ziel wirklichkeitsnaher Tunnelberechnungen die Erweiterung von der zwei- zur dreidimensionalen Formulierung durchgeführt worden. Sämtliche Rechnungen wurden am Hochschulrechenzentrum der TH Darmstadt durchgeführt.

Zur Simulation des Bodenkontinuums wurden in der Ebene Vier-Knoten-Elemente mit linearem Verschiebungsansatz und zwei Freiheitsgraden je Knoten verwendet, im Raum analog achtknotige Volumenelemente mit drei Freiheitsgraden je Knoten.

Zur Abbildung der Wand wurden in der Ebene Balkenelemente eingesetzt, die an ihren Enden zwei Knoten besitzen, je einer zur Berücksichtigung der Verschiebungs- und der Verdrehungskomponenten (Katzenbach, 1981). Die Verbindung zu anderen Elementtypen erfolgt nur über die Verschiebungsknoten. Das Balkenelement ist nicht für die dreidimensionale Berechnung implementiert, so daß in der 3-D-Struktur die Wand vereinfacht abgebildet werden mußte (dazu werden später noch weitere Erläuterungen gegeben).

Die Anker wurden in der zweidimensionalen Darstellung wie die Stützwand durch Balkenelemente, in der dreidimensionalen (und in einer zweidimensionalen Version) durch Stabelemente mit drei Freiheitsgraden (in der Ebene zwei) je Knoten simuliert.

Eine Relativbewegung von Boden und Anker (Schlupf), bzw. Boden und Wand, kann nur bei der ebenen Berechnung berücksichtigt werden, indem zwischen Balken- und Kontinuumsselement ein Übergangselement (Joint-, Kontaktelement) der Dicke Null angeordnet wird (Bild 12).

Die in den Berechnungen benutzten Elemente sind in den Bildern 11 und 12 zusammengestellt.

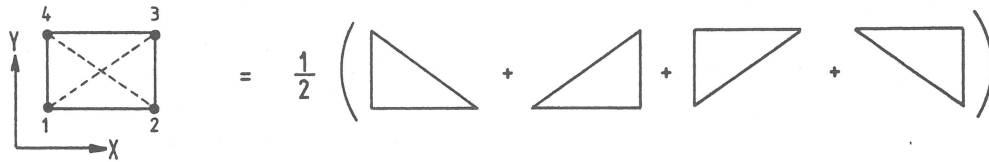
4.3 MATERIALGESETZE

Im Programm STATAN 15 sind insgesamt 9 Materialgesetze verfügbar, die zusammenfassend von Wanninger (1980) beschrieben sind. Für die durchgeführten Untersuchungen wurden folgende Gesetze verwandt:

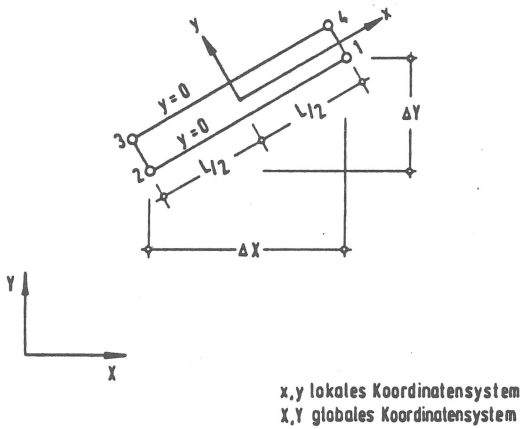
Für die Stab- und Balkenelemente ein linear-elastischer Ansatz, mit dem die Materialien Stahl und Beton im Gebrauchszustand beschrieben werden.

Für die Übergangselemente wurde die Formulierung nach Clough/Duncan (1971) gewählt, die das Reibungsverhalten von Sand auf Stahl (Wand, Stahlrammpfahl) und Scherverschiebung im Sand (am Verpreßkörper) als nichtlinear-elastisch beschreibt. Das Materialverhalten dieser Elemente wird durch eine Tangentialsteifigkeit, die aus direkten Scherversuchen ermittelt wird, und eine Normalsteifigkeit senkrecht zur Kontaktfläche beschrieben. Die Normalsteifigkeit war so gewählt, daß ein Überschieben bei Querdruck nicht möglich war und bei Querkzug sofort Klaffen auftrat, da der Boden keine Zugspannungen aufnehmen kann. Dieses Materialgesetz ist nur für den ebenen Fall formuliert.

VERWENDETE ELEMENTE - zweidimensionale Berechnungen



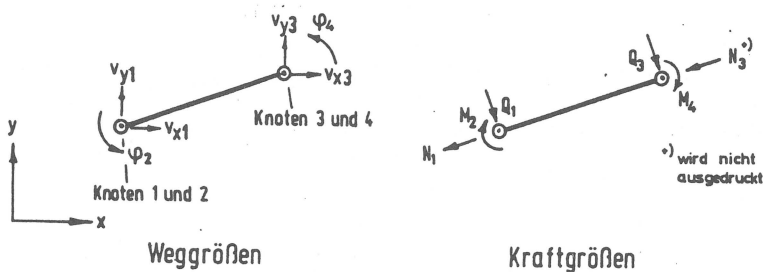
QUADREX, vierknotiges Element mit linearem Ansatz der Randverschiebungen und konstanten Elementspannungen. Zusammengesetzt aus 4 SIMPLEX-Dreieckselementen mit jeweils halber Dicke (CZAPLA, 1979). Elastoplastisches Materialgesetz.



JOINTEX, eindimensionales Übergangselement. Abhängigkeit der Steifigkeitsmatrix nur von den Steifigkeiten in normaler und tangentialer Richtung und den Winkelfunktionen.

(CZAPLA, 1979, Bild 4.3/3 a.a.O.)

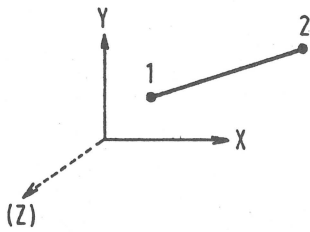
Nichtlinear-elastisches Materialgesetz nach Clough/Duncan.



Balkenelement, eindimensional. Zwei Knoten zur Berechnung der Verschiebungskomponenten, zwei 'Hilfsknoten' zur Berücksichtigung der Knotenverdrehungen (programmtechnisch erforderlich, um zwei Freiheitsgrade je Knoten nicht zu überschreiten)

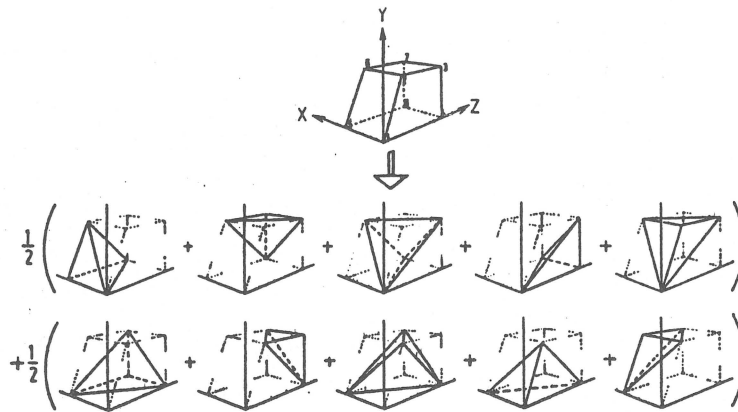
(KATZENBACH, 1981, Bild 26 a.a.O.). Linear-elastisches Materialgesetz

VERWENDETE ELEMENTE - zwei- und dreidimensionale Berechnungen



Stabelement, eindimensional (in der Ebene zwei, im Raum drei Freiheitsgrade je Knoten)
Linear-elastisches Materialgesetz.

VERWENDETE ELEMENTE - dreidimensionale Berechnungen



Hexaederelement, aus 2×5 Untertetraedern mit jeweils halber Steifigkeit zusammengesetzt. Untertetraederelemente analog zum SIMPLEX-Element bei der ebenen Simulation (linearer Verschiebungsansatz, CST-Element)

(KATZENBACH, 1981, Bild 28 a.a.O.). Elastoplastisches Materialgesetz.

VERWENDETE ELEMENTE - Elementkombination an der Stütz wand und am Anker, wenn gegenseitige Verschiebung (Schlupf) zugelassen ist

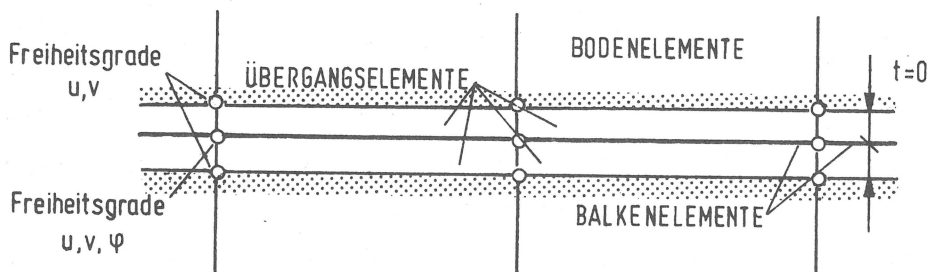


BILD 12

Für die Kontinuumselemente wurde das Materialgesetz für Sand von Arslan (1980) verwendet, das, wie bereits Wanninger (1980) anhand zweidimensionaler Vergleichsrechnungen gezeigt hat, ein realistisches Verformungsverhalten des Bodens liefert (im Gegensatz zu nichtlinear-elastischen Gesetzen, bei denen z.B. statt der i.a. zu beobachtenden Vorwärts-Abwärts-Bewegung einer Stützwand bei Aushub der Baugrube eine Hebung der Wand berechnet wird, und die bei Triaxialversuchen, bei denen der Seitendruck verringert und der Vertikaldruck konstant gehalten wird, nicht zu den im Versuch zu beobachtenden vertikalen Stauchungen führen, wie sie mit dem elastoplastischen Materialgesetz erhalten werden, sondern Hebungen liefern). Eigene Vorstudien zeigten, daß nur mit dem elastoplastischen Materialgesetz ein Abfall des Erddrucks hinter der Wand vom Ruhedruckzustand bis näherungsweise zum aktiven Zustand bei vorgegebener Verschiebung der Wand darstellbar ist. Die Bilder 13 und 14 zeigen die Entwicklung der Horizontalspannungen hinter der Stützwand (= Erddruck), wenn die Wand in kleinen Inkrementen aktiv (d.h. vom Boden weg) parallelverschoben wird. Im Falle des elastoplastischen Materialgesetzes nähert sich die Spannungsverteilung einem Wert, der dem aktiven Erddruck entspricht, bei nichtlinear-elastischem Gesetz fällt bei gleicher Verschiebung der Erddruck nur unwesentlich ab.

Diese gute Eignung des Stoffansatzes nach Arslan zur Beschreibung des Materialverhaltens des Bodens hat zur Wahl des Programmsystems STATAN 15 geführt, da ein entsprechendes Materialgesetz in anderen Programmen nicht verfügbar war. Dafür müssen bei STATAN 15 bei der räumlichen Berechnung Einschränkungen in Kauf genommen werden.

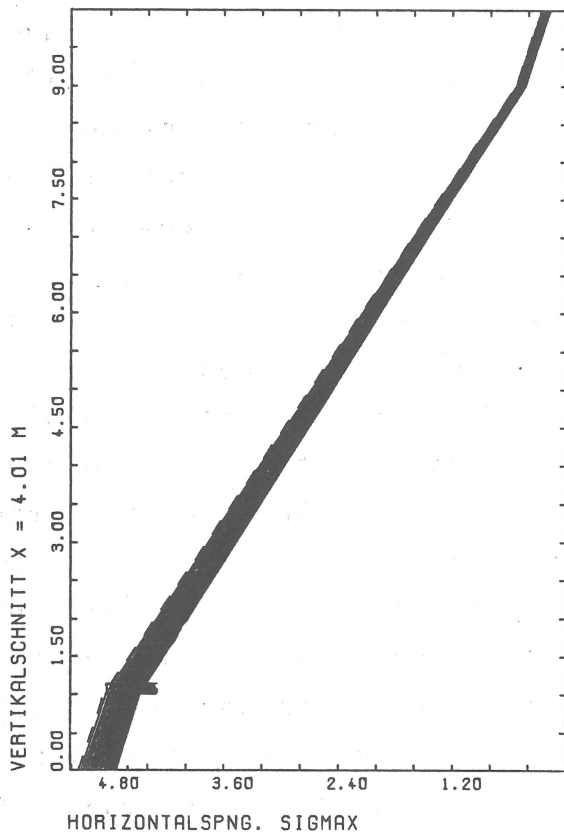


BILD 13: Entwicklung des Erddrucks bei Materialgesetz Duncan/Chang

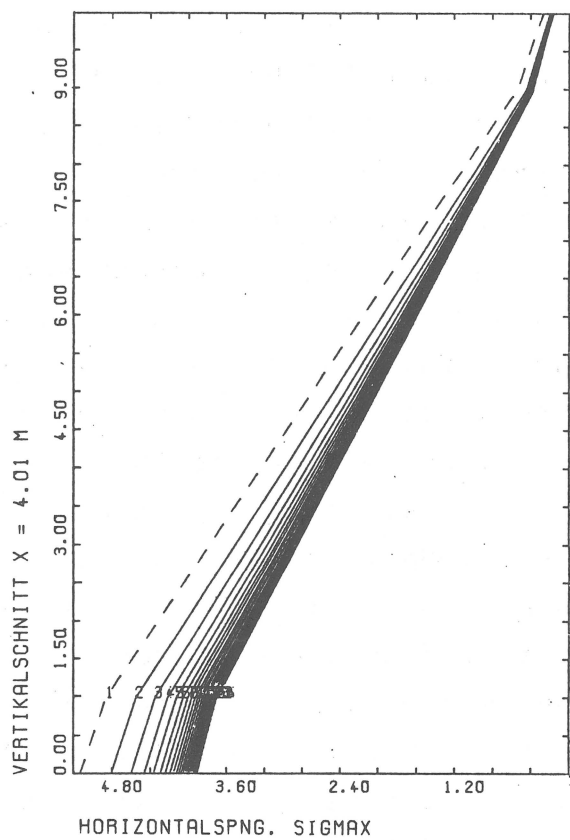


BILD 14: Entwicklung des Erddrucks bei Materialgesetz Arslan (elastoplast.)

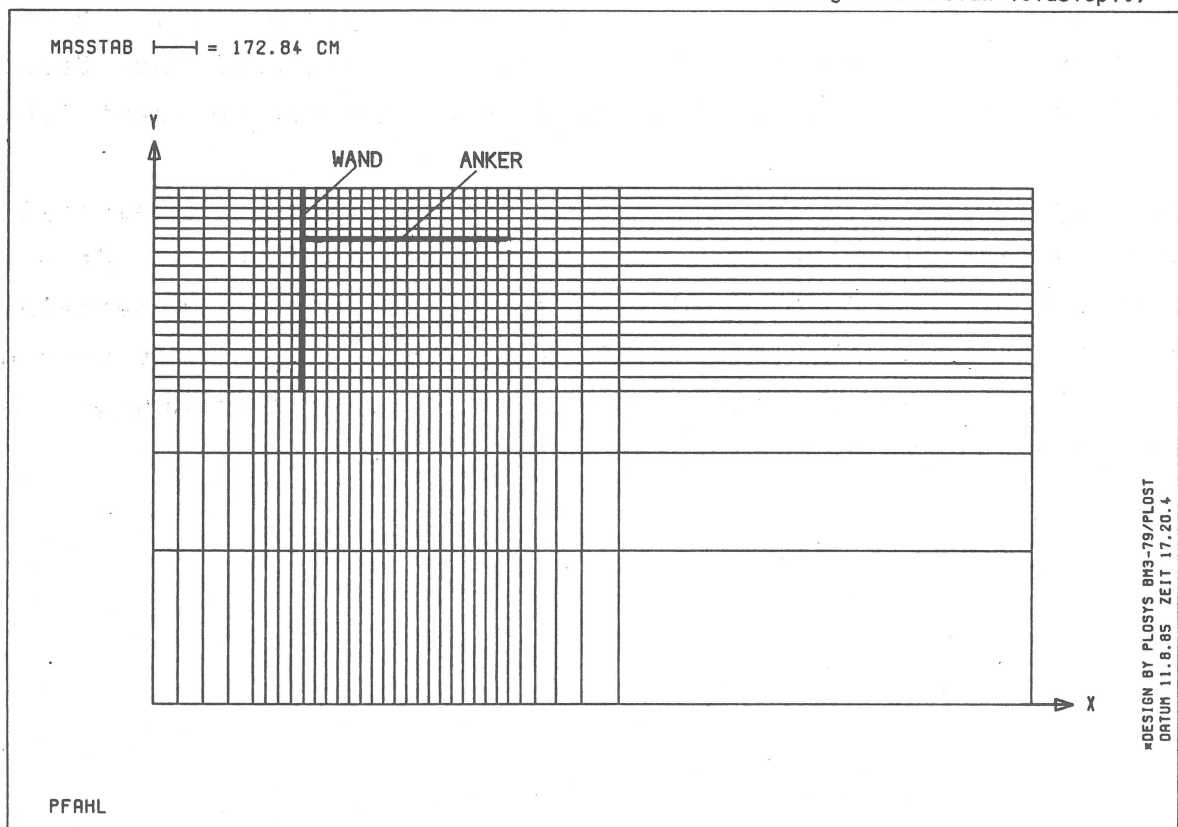


BILD 15: Finite-Elemente-Netz, zweidimensionale Berechnungen

4.4 RANDBEDINGUNGEN

Aus Voruntersuchungen war bekannt, daß die Ränder der Struktur einen großen Einfluß auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der FE-Struktur ausüben. Um Randeinflüsse weitgehend auszuschalten, wurden an den Rändern hinter und unter der Stützwand eine Reihe sehr großer Elemente eingefügt, die zur Auswertung nicht herangezogen wurden (Bilder 15 - 17). Die Schlankheit dieser Elemente führte im Verlauf der Berechnungen zu keinen negativen Erscheinungen, wie z.B. Überschreiten der Bruchspannungen im Element. An ebenen Strukturen haben Vergleichsrechnungen mit Elementnetzen, in denen statt jeweils eines schlanken Elements mehrere möglichst quadratische Elemente eingefügt wurden, die zusammen dieselbe Fläche bedeckten, hinsichtlich des Spannungs- und Verschiebungsverlaufs im Ankerbereich keine Unterschiede erkennen lassen. Unterschiede im Spannungszustand am Wandfuß waren gering und konnten in Kauf genommen werden. In der räumlichen Struktur mußte die Elemententeilung gröber erfolgen, um innerhalb gewisser, vom Rechenzentrum festgesetzter Zeitgrenzen und vom Programmsystem geforderter Knotenzahldifferenzen bleiben zu können. Bei der gewählten Einteilung befand sich zwischen Wandunterkante und unterem Strukturrand nur eine Reihe schlanker Kontinuumselemente. Diese Elemente erfuhren zwar eine starke Schubbeanspruchung, im Zuge der Belastung wurde die Bruchgrenze aber nicht erreicht. Die seitlichen Ränder senkrecht zur Stützwand wurden bei der räumlichen Darstellung jeweils in die Mitte zwischen zwei Anker gelegt. Die dazugehörigen Knoten waren in der Randebene frei verschieblich, senkrecht dazu festgehalten. Die Knoten des unteren und des hinteren Randes wurden starr gehalten.

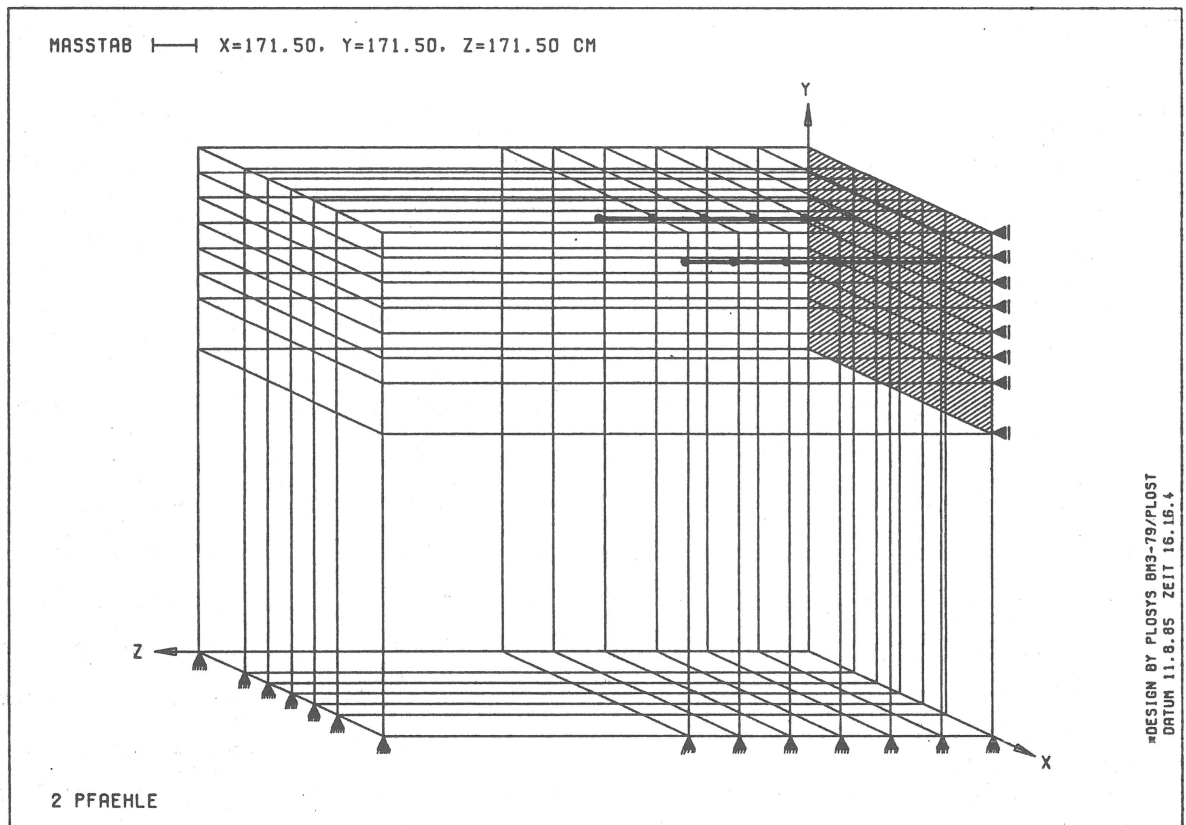


BILD 16: Finite-Elemente-Netz, dreidimensionale Berechnungen (nur Außenflächen dargestellt)

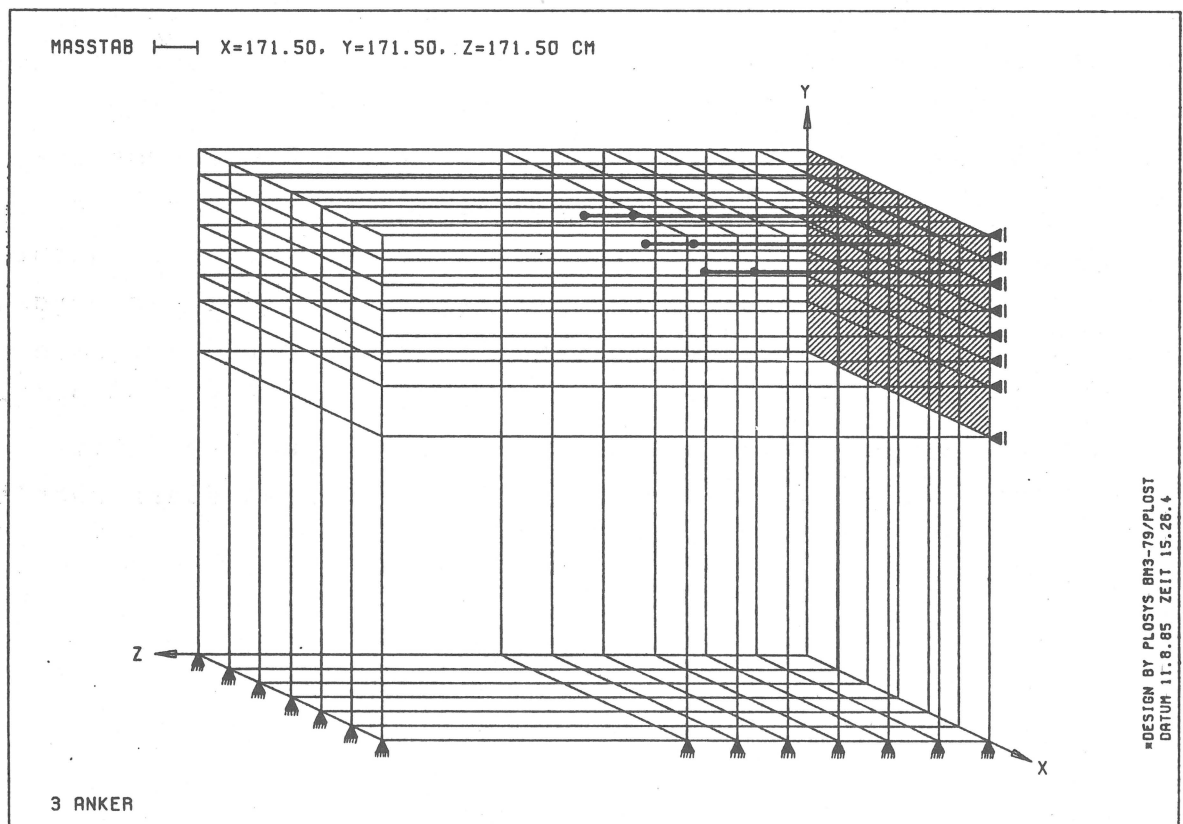


BILD 17: Finite-Elemente-Netz, dreidimensionale Berechnungen (nur Außenflächen dargestellt)

4.5 BERECHNUNGSVORGABEN

Bei den Untersuchungen wird eine 8 m hohe biegestarre Stützwand simuliert, die parallelverschoben wird. Dieser Vorgabe von Bewegungen wurde gegenüber der Simulation eines Aushubvorganges der Vorzug gegeben, um einerseits eine Analogie zu den später beschriebenen Modellversuchen herzustellen, andererseits, um die äußeren Bedingungen bei unterschiedlichen Ankersimulationen so konstant wie möglich zu halten, um grundsätzliche Aussagen über die Wechselwirkungen zwischen Ankern, Wand und Boden zu gewinnen.

Wie erwähnt, muß die Wand bei der dreidimensionalen Simulation vereinfacht dargestellt werden, da geeignete Elemente nicht verfügbar sind. Eine Abbildung durch Kontinuumselemente hätte einen hier nicht erwünschten Verbund zwischen Wand und Boden zur Folge, so daß das andere Extremum, eine völlig glatte Wand, simuliert wurde, indem die Wand von einem Teil des Strukturrandes gebildet wird (in den Bildern 16 und 17 durch Schraffur gekennzeichnet). Die Knoten in diesem Bereich sind vertikal und in Wandlängsrichtung frei verschieblich. Senkrecht zur Wand werden Verschiebungsinkremente entsprechend dem gewählten Verschiebungsmaß vorgegeben. Um zwei- und dreidimensionale Strukturen vergleichbar zu halten, wurde die Wand auch in der 2-D-Darstellung als ideal glatt eingeführt, dort durch Einsatz glatter Übergangselemente.

Für die Berechnung wurde ein Ausgangsspannungszustand gewählt, der einem Ruhedruckbeiwert von $K_0 = 0.3$ entspricht. Der Boden wurde mit einer Wichte von 18 kN/m^3 angenommen. Je Lastschritt wurde eine Verschiebung der Wand um 0.5 mm vorgegeben. Die Verschiebungsinkremente wurden bis zu einer Gesamtverschiebung von 16 mm (= 1/500 der Wandhöhe) aufgebracht. Für die Nachrechnung eines Modellversuchs mußten sehr viel kleinere Verschiebungsinkremente gewählt werden. Dazu folgen weitere Erläuterungen.

4.6 ANKERSIMULATIONEN

2 m unter dem Wandkopf wird die Wand mit horizontal liegenden Anker gehalten. Auf unterschiedliche Ankerneigungen wurde, wie auch in den Modellversuchen, bei dieser grundsätzlichen Untersuchung verzichtet. Wie in entsprechenden Studien (Stroh, 1974; Skopp, 1982) festgestellt wurde, ergeben sich im Verformungsverhalten der Wand nur geringe Änderungen durch die Variation der Ankerneigung.

4.6.1 VERPRESSANKER

In den ebenen Untersuchungen wurde die freie Ankerlänge durch ein Stabelement von 6 m Länge ohne Verbindung zum Bodenkontinuum dargestellt. Die 2 m lange Verpreßstrecke wurde durch Balkenelemente simuliert, die durch Übergangselemente vom Kontinuum getrennt sind, so daß eine Relativverschiebung (Schlupf) möglich ist.

Bei den räumlichen Berechnungen mußte die Verpreßstrecke durch die feste Verbindung von Stabknoten und Elementknoten der Kontinuumselemente repräsentiert werden, wodurch eine exakte Längenangabe für die Verpreßstrecke nicht möglich ist. Die Gesamtlänge der Anker betrug 10 m, die Stabelemente waren jeweils 2 m lang. Bei Verpreßankersimulationen wurden die letzten beiden Stabknoten mit dem Kontinuum verbunden, bei Pfählen alle Stabknoten. Die Anker hatten einen gegenseitigen Abstand von 4 m (2 Anker innerhalb der Struktur) und 2.67 m (3 Anker), bzw. dimensionslos ein Verhältnis $a/H = 0.5$ und $a/H = 0.33$. Bei der Nachrechnung eines Modellversuchs wurden 0.5 m lange Anker mit 0.14 m gegenseitigem Abstand ($a/H = 0.28$) simuliert.

4.6.2 ANKERPFAHL

Die Ankerpfähle hatten dieselbe Länge wie die Verpreßanker und wurden im ebenen Fall (Bild 15) auf zwei Arten abgebildet:

- als Kette von Balkenelementen mit Übergangselementen zwischen Pfahl und Boden, um unterschiedliche Rauigkeiten des Pfahls simulieren zu können (s.a. Bild 12),
- als Kette von Stabelementen mit Verbund zum Kontinuum, um die Vergleichbarkeit mit der dreidimensionalen Berechnung herzustellen.

In der räumlichen Struktur wurden die Pfähle nur als Stabkette abgebildet, da Übergangselemente nicht verfügbar waren. Die Stabknoten waren fest mit den Kontinuumselementen verbunden, ein Schlupf daher ausgeschlossen.

4.7 ERGEBNISDARSTELLUNG

Die Berechnungsergebnisse werden in einer gewählten Schnittebene entweder als Linien gleicher Relativwerte für einen bestimmten Lastschritt dargestellt, oder es wird die Entwicklung einer Größe in einem Schnitt dieser Ebene für aufeinanderfolgende Lastschritte aufgetragen.

In den Zeichnungen mit Linien gleicher Werte sind stets Prozentteile des Maximalwertes der dargestellten Größe angegeben. Erwartungsgemäß treten die Maxima am Wandfuß auf, da dort in situ schon bei geringer Verschiebung der Wand hohe Beanspruchungen entstehen.

Bei den ebenen Berechnungen wird stets der Ausschnitt zwischen Stützwand und hinterem Strukturrand sowie zwischen Wandfuß und Geländeoberfläche gezeigt. In den Ergebnisdarstellungen der räumlichen Berechnungen sind die Ränder der Gesamtstruktur eingetragen, um eine Orientierung zu erleichtern. Auf einen Ausschnitt wurde aus demselben Grund verzichtet. Stützwand und Anker sind z.T. nachträglich eingezeichnet.

Bei den räumlichen Darstellungen sind die Koordinatenbezeichnungen eingetragen; bei ebenen Projektionen von 3-D-Ergebnissen ist eine entsprechende Zuordnung jeweils angegeben. In der Ebene ist die x-Achse stets horizontal, die y-Achse vertikal angeordnet.

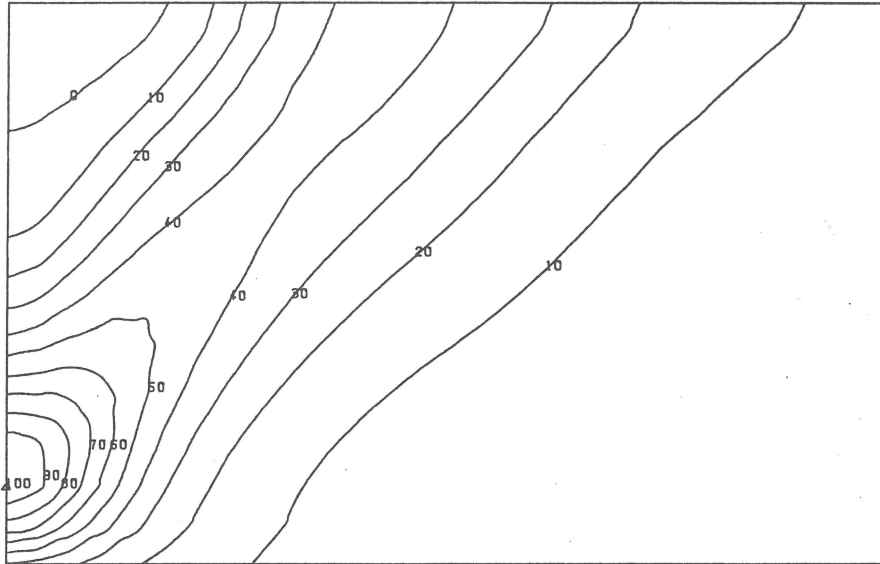
4.8 ZWEIDIMENSIONALE BERECHNUNGEN

4.8.1 WANDVERSCHIEBUNG - PROTOTYP

Da von einem Anker im zweidimensionalen Berechnungsfall wegen seiner Abbildung als Schleppplatte ein wesentlicher Einfluß auf das Verhalten des Bodenkontinuums bei Verschiebung der Wand zu erwarten war, wurde zunächst ein völlig glatter Ankerpfahl (wie er in situ nicht auftreten kann) simuliert, um Auswirkungen der geometrischen Abbildung von denjenigen der Krafteinleitung trennen zu können. Die für die Ankersimulation verwendete Kombination aus Balkenelementen und auf deren Ober- und Unterseite angeordneten Übergangselementen trennt den Bodenbereich ober- und unterhalb der Ankerlage. Unterhalb des Ankers entstehen nur minimale Veränderungen gegenüber dem Fall einer Wand ohne Anker (vgl. Bilder 18 und 19). Oberhalb erfährt der Boden jedoch nur geringe Dehnungen, da er, auf dem Anker gleitend, im wesentlichen nur zwischen Wand und hinterem Rand auseinandergezogen wird (Bild 19), Gleitungen entstehen in diesem Bereich gar nicht (Bild 21). Ohne Anker erstrecken sich die Dehnungen und Gleitungen bei gleicher Beanspruchung vom Maximum im Wandfußbereich bis zur Geländeoberfläche (Bilder 18 und 20).

Die Gleitungen lassen anschaulich den Bereich erkennen, in dem der Boden relativ zum restlichen Kontinuum höher beansprucht wird. Simuliert man statt des glatten einen rauhen Pfahl (mittelrauh = Reibung Sand gegen Stahl), so entsteht eine weitere Zone hoher Beanspruchung des Bodens im Bereich des letzten Drittels des Pfahles (Bild 22), die sich nach unten zum Wandfuß hin ausbreitet. Über dem Ankerende ist an der Geländeoberfläche ebenfalls eine höhere Beanspruchung zu erkennen. Diese Bereiche entsprechen anschaulich den zu erwartenden Bruchfugen: aktiver Gleitkeil vom Wandfuß zur Geländeoberfläche (hier unterbrochen vom Pfahl), tiefe Gleitfuge vom Wandfuß zum Endbereich des Ankers und wiederum aktive Gleitfuge oberhalb des Ankers. Bei dem in den Materialparametern implizit enthaltenen Reibungswinkel

LAENGENMASSTAB $1 \text{---} 1 = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 DEHNUNG EPSILONX (*EPX,VORZ), 100 = 0.00458

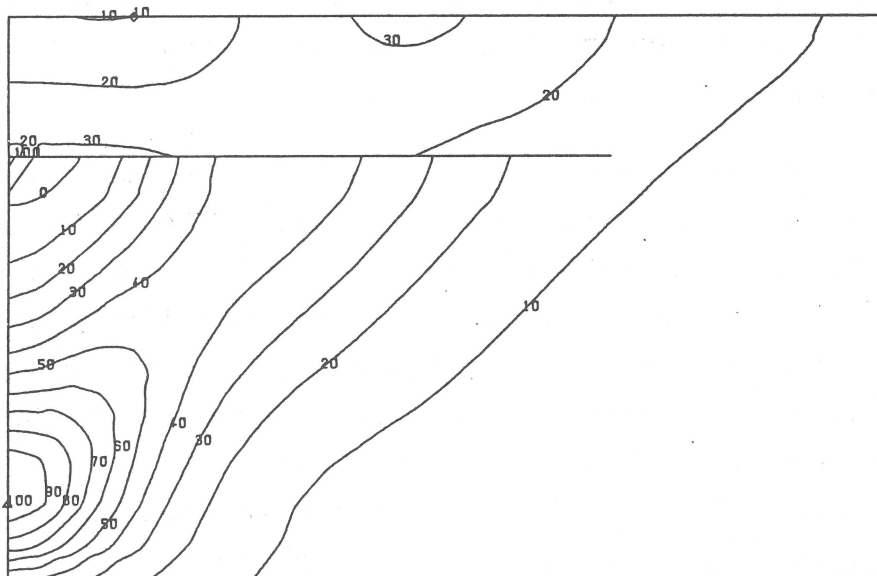


WAND OHNE ANKER (NULNET)
 LS=25, VERS.NUL

*DESIGN BY PLOSYS BMB-80/PLOTO
 DATUM 15.8.85 ZEIT 4.3.4

BILD 18: Linien gleicher Dehnungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{---} 1 = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 DEHNUNG EPSILONX (*EPX,VORZ), 100 = 0.00463

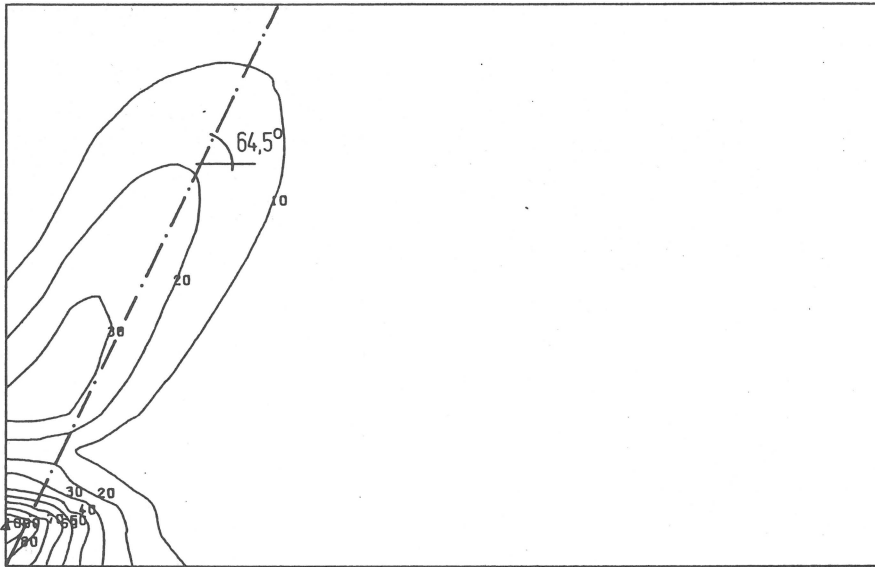


PFAHL GLATT (UNONET)
 LS=25, VERS.UNOG

*DESIGN BY PLOSYS BMB-80/PLOTO
 DATUM 12.8.85 ZEIT 11.14.4

BILD 19: Linien gleicher Dehnungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{ cm} = 61.73 \text{ CM}$ (*K1)
AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
GLEITUNG GAMMAXY (*GXY,ABS0), 100 = 0.00269



WAND OHNE ANKER (NULNET)
LS=25. VERS.NUL

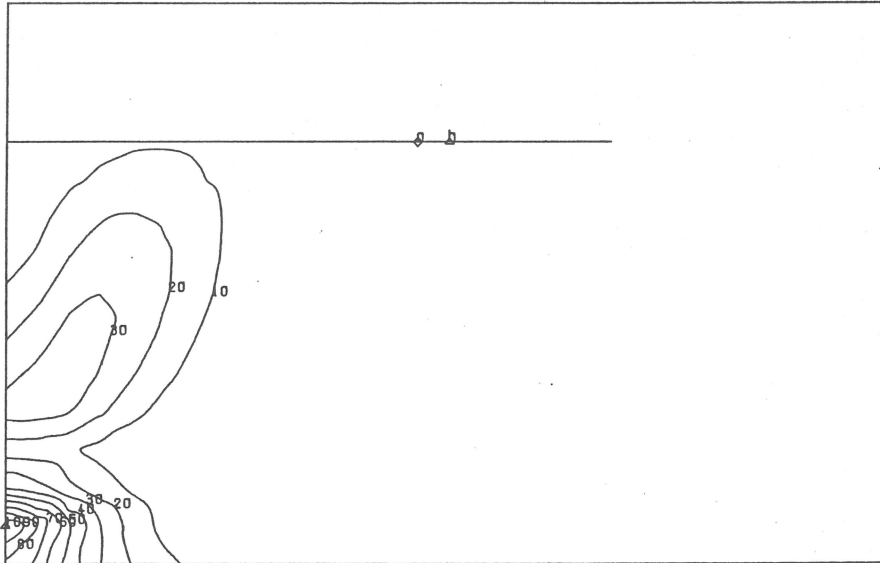
DESIGN BY PLOSYS BMB-80/PLOTO
DATUM 15.8.85 ZEIT 4.8.10

BILD 20: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

von 39° erhält man nach Coulomb einen Gleitfugenwinkel von 64.5° , der in Bild 20 eingezeichnet ist. Die gute Übereinstimmung in diesem Bild darf jedoch nicht dazu verführen, auf eine grundsätzliche Ableitbarkeit zu schließen.

Wird der Pfahl mit höherer Rauigkeit (Reibungspfahl = Simulation eines Verpreßpfahls) oder mit Verbund zum Boden simuliert, verschiebt sich das relative Maximum am Pfahl zu dessen Ende hin, ebenso wandert der Bereich an der Oberfläche etwas nach hinten (Bilder 23 und 24). Steigende Rauigkeit des Ankers verschiebt also den Bereich hoher Beanspruchung am Pfahl nach hinten. Das bedeutet auch, daß der Schnittpunkt einer sich in dieser Zone hoher Beanspruchung ausbildenden Gleitfuge mit dem Anker mit steigender Rauigkeit zum Ankerende hin verschoben wird. Die Schubspannungsverteilung läßt dieselbe Veränderung erkennen: bei Verbund erhöht sich die maximale Schubspannung am Anker und liegt näher am Ankerende als beim "rauhem Pfahl" (Bilder 25 und 26).

LAENGENMASSTAB $\text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
GLEITUNG GAMMAXY (*GXY,ABS0), 100 = 0.00267

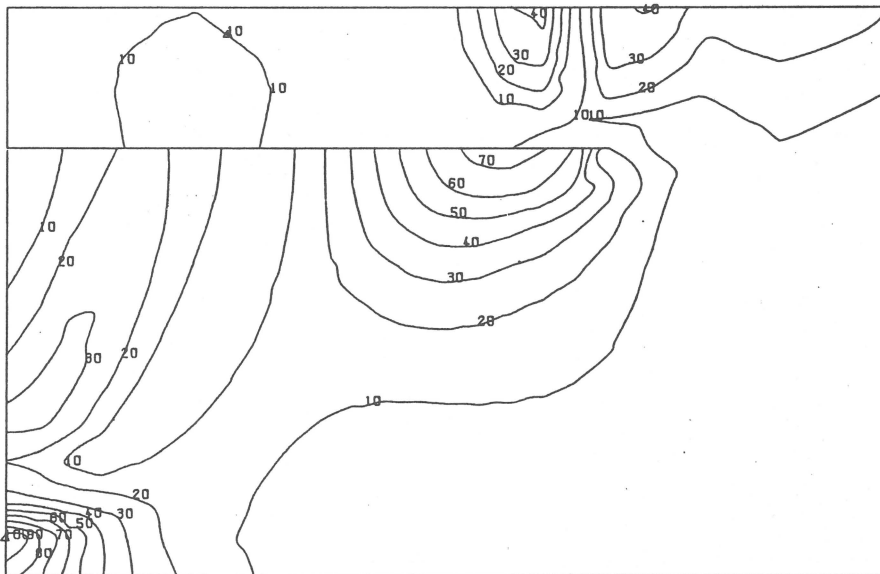


PFAHL GLATT (UNONET)
LS=25, VERS.UNOG

*DESIGN BY PLOSYS BR8-80/PLOTO
DATUM 12.8.85 ZEIT 11.24.10

BILD 21: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $\text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
GLEITUNG GAMMAXY (*GXY,ABS0), 100 = 0.00240

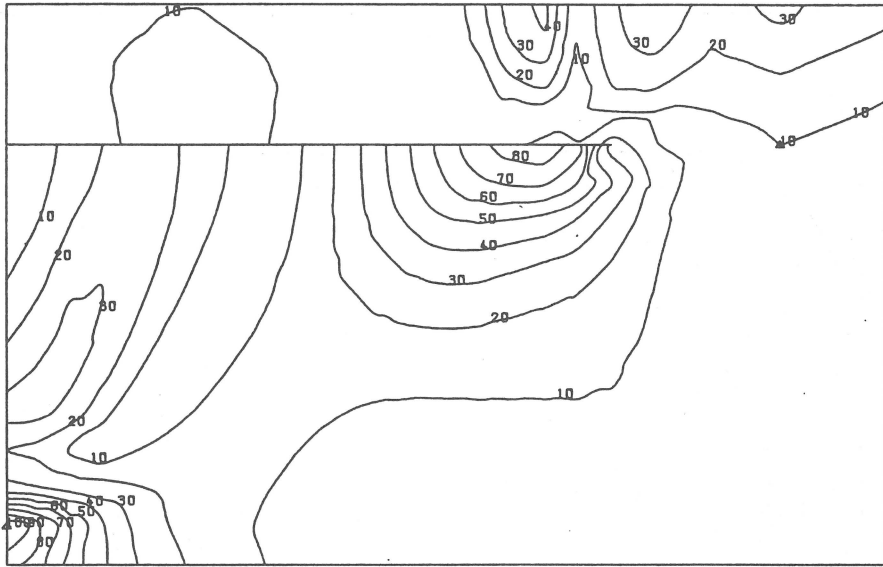


PFAHL MITTELRAUH (UNONET)
LS=25, VERS.UNOM

*DESIGN BY PLOSYS BR8-80/PLOTO
DATUM 19.8.85 ZEIT 9.53.10

BILD 22: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{ cm} = 61.73 \text{ CM}$ ($\approx \text{KM}1$)
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 GLEITUNG GAMMAXY ($\approx \text{GXY,ABS0}$), 100 = 0.00238

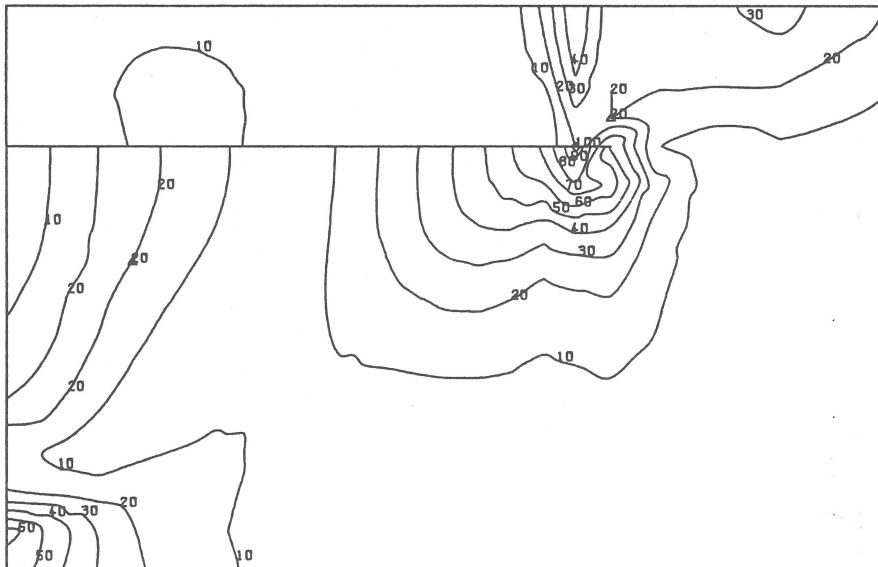


REIBUNGSPFAHL (UNONET, JOINT=D/CH)
 LS=25, VERS.UNO

#DESIGN BY PLOSYS BRB-80/PLOTO
 DATUM 12.8.85 ZEIT 10.51.10

BILD 23: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{ cm} = 61.73 \text{ CM}$ ($\approx \text{KM}1$)
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 GLEITUNG GAMMAXY ($\approx \text{GXY,ABS0}$), 100 = 0.00367

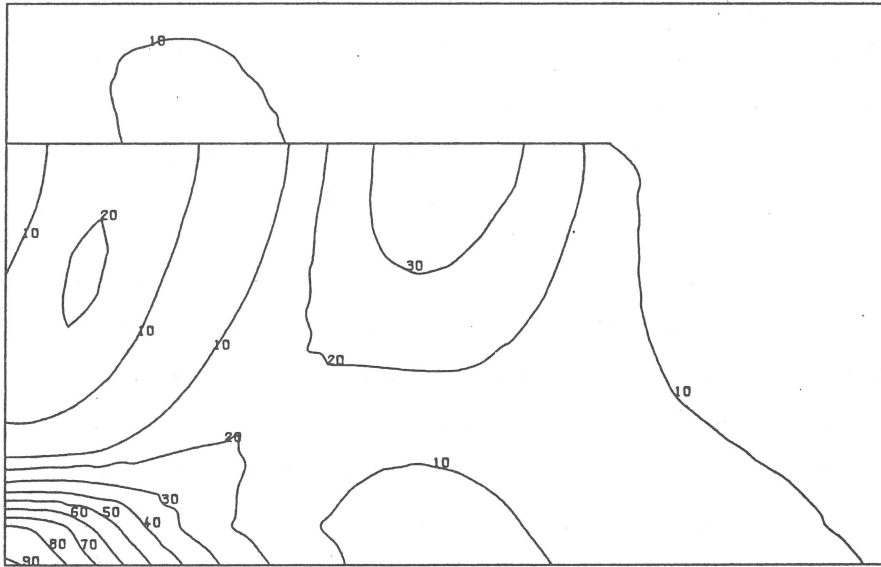


VERBUND PFAHL-BODEN (UNONET)
 LS=25, VERS.UNOS

#DESIGN BY PLOSYS BRB-80/PLOTO
 DATUM 12.8.85 ZEIT 11.19.10

BILD 24: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (} \approx \text{KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 SCHUBSPANNUNG TAUXY ($\approx \text{TXY, ABSO}$), 100 = 31.58062 KN/M $\approx \approx 2$

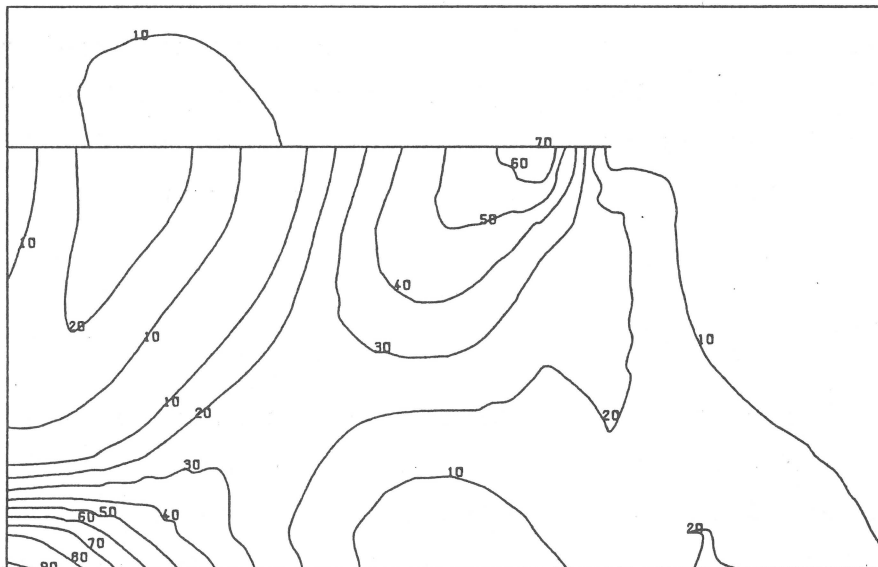


PFAHL MITTELRAUM (UNONET)
 LS=25. VERS.UNOM

#DESIGN BY PLOSYS 086-80/PLOTO
 DATUM 19.8.85 ZEIT 9.58.12

BILD 25: Linien gleicher Schubspannungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $1 \text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (} \approx \text{KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 SCHUBSPANNUNG TAUXY ($\approx \text{TXY, ABSO}$), 100 = 31.50364 KN/M $\approx \approx 2$



VERBUND PFAHL-BODEN (UNONET)
 LS=25. VERS.UNOS

#DESIGN BY PLOSYS 086-80/PLOTO
 DATUM 12.8.85 ZEIT 11.22.12

BILD 26: Linien gleicher Schubspannungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

Die gleichen Ergebnisse wie mit Balken- und Übergangselementen erhält man bei Verbund von Pfahl und Boden mit der vereinfachten Simulation durch eine Stabkette. Für den Fall Verbund ist die Stabkette sogar von Vorteil, da die Stabelemente die Struktur nicht in demselben Maße trennen wie die Kombination Balken- und Übergangselemente. Die etwa unter dem aktiven Gleitkeil geneigte Zone hoher Beanspruchung erstreckt sich wie beim Fall ohne Anker bis zur Oberfläche (Bild 27).

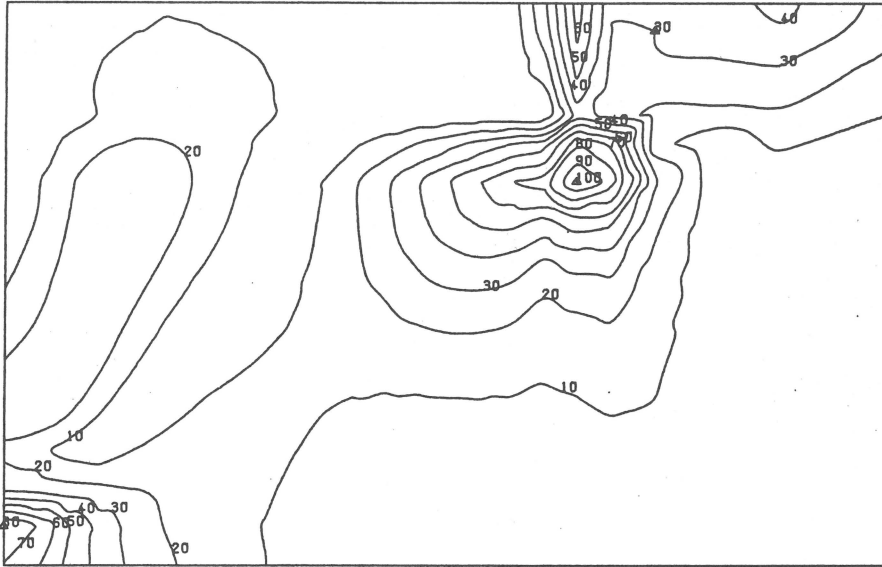
Wird statt des Zugpfahles ein Verpreßanker mit einer freien Stahllänge zwischen Wand und Krafteinleitungsstrecke simuliert, bleibt der Bereich des aktiven Gleitkeils wie bei der Pfahlabbildung durch eine Stabkette unbeeinflusst (Bild 28). Die mit Balken- und Übergangselementen simulierte Verpreßstrecke bedeutet auch hier eine Trennung des Bodenbereichs ober- und unterhalb dieser Elementreihe, was sich infolge der kurzen Verpreßstrecke in diesem Beispiel nicht in demselben Maß bemerkbar macht wie bei den Zugpfählen.

Die Setzungen an der Oberfläche sind von der Rauigkeit weitgehend unabhängig und zeigen für Verpreßanker und Ankerpfahl keine Unterschiede: stets liegt das Setzungsmaximum unmittelbar hinter der Wand, ein weiteres relatives Maximum entsteht hinter dem Ankerende. Eine Ausnahme bildet der völlig glatte Pfahl, der etwa dasselbe Bild wie eine unverankerte Wand abgibt. Als Beispiel sind die Setzungsverläufe für den Fall des rauhen Pfahls in Schritten von jeweils 3 Laststufen (= 1.5 mm Verschiebung der Wand) dargestellt (Bild 29).

4.8.2 ANKERZUGVERSUCH

In der Praxis wird die von einem Anker mobilisierte Grenzmantelreibung aus der Maximallast eines Zugversuches errechnet. Bei Herausziehen eines Ankers gegen eine Stützwand, wie es beim Ankerzugversuch nach DIN 4125 und entsprechenden Versuchen an Ankerpfählen geschieht, herrscht hinter der Wand ein völlig anderer Spannungs- und Verformungszustand als dort, wo eine Wand sich vom Boden wegbewegt und dadurch der Anker gezogen wird.

LAENGENMASSTAB $\text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 GLEITUNG GAMMAXY (*GXY,ABS0), 100 = 0.00286

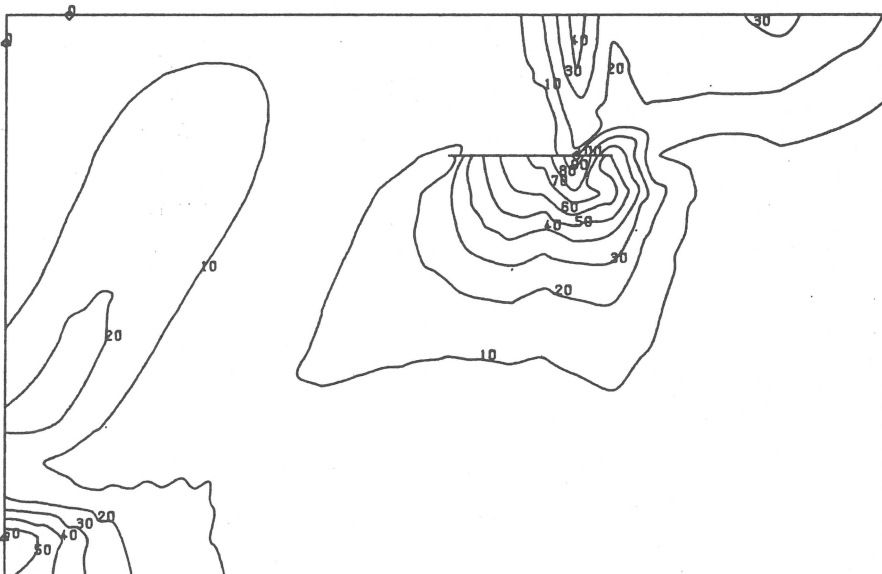


PFAHL = STABKETTE (STANET)
 LS=25. VERS.STA

*DESIGN BY PLOSYS BHG-80/PLOTO
 DATUM 12.8.95 ZEIT 10.26.10

BILD 27: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

LAENGENMASSTAB $\text{---} = 61.73 \text{ CM} \text{ (*KM1)}$
 AUSSCHNITT PKL (6.00/20.55), PKR (18.50/12.50)
 GLEITUNG GAMMAXY (*GXY,ABS0), 100 = 0.00382



VERPRESSANKER (ANKNET)
 LS=25. VERS.ANK

*DESIGN BY PLOSYS BHG-80/PLOTO
 DATUM 12.8.95 ZEIT 10.47.10

BILD 28: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

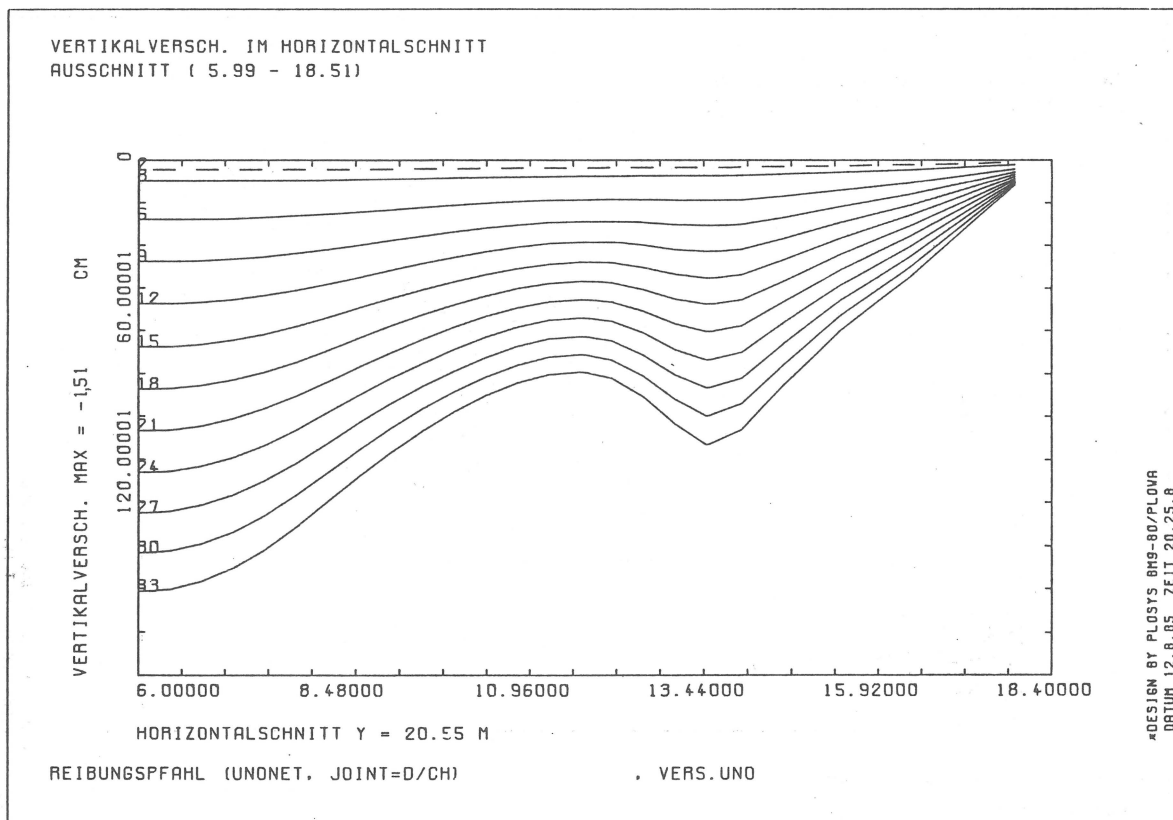


BILD 29: Setzungen mit zunehmender Wandverschiebung (aufgetragen sind Ergebnswerte *100)

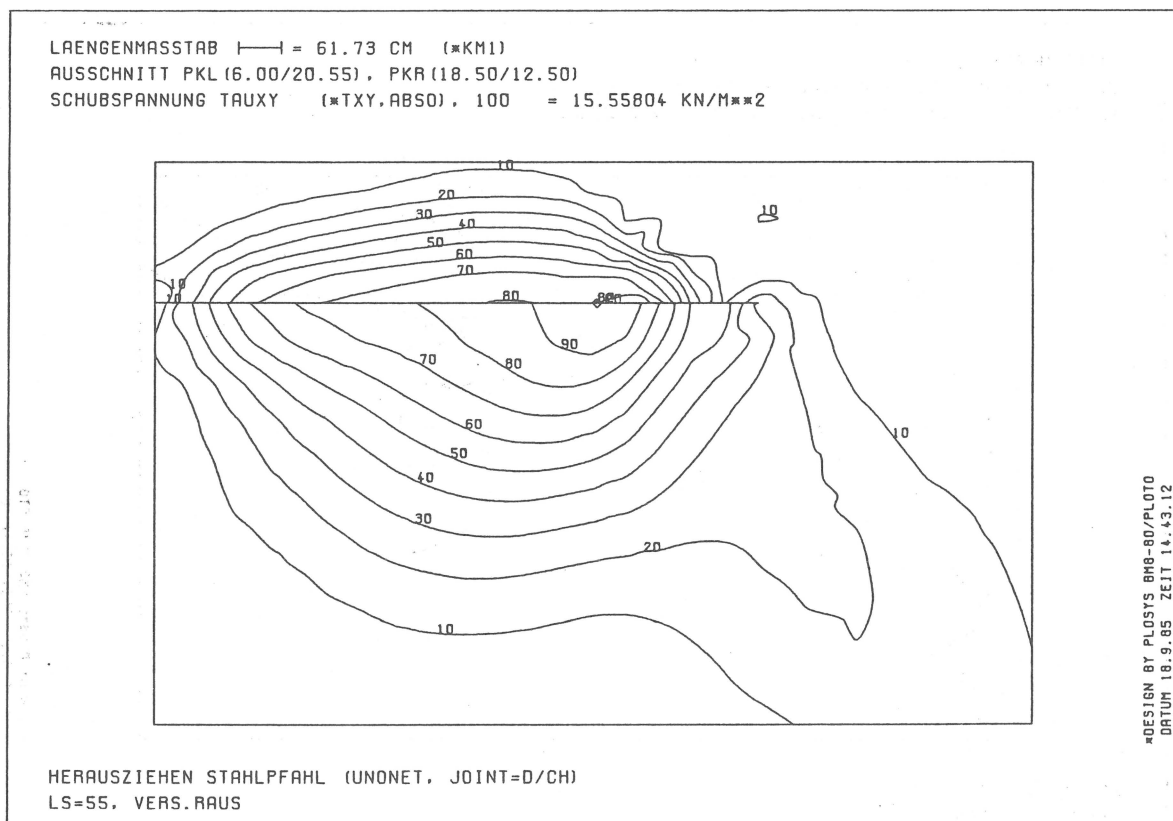


BILD 30: Linien gleicher Schubspannungen (Relativwerte), zweidimensionale Berechnung

Zum Beispiel entstehen Schubspannungen im Boden beim Ankerzugversuch nur im Bereich um den Anker (Bild 30), während bei Verschieben der Wand die maximalen Schubspannungen am Wandfuß auftreten (Bild 25). Bei gleicher Verschiebung (Lastschritt 55 beim Ankerzugversuch entspricht Lastschritt 25 bei der Wandverschiebung) entwickelt sich beim Zugversuch im Boden eine maximale Schubspannung von 15.5 kN/m^2 , bei der Wandverschiebung nur 30% des Maximalwertes von 31.58 kN/m^2 , also 9.5 kN/m^2 (Bild 25), da der Boden ebenfalls Verschiebungen erfährt, während er beim Ankerzugversuch weitgehend in Ruhe bleibt. Völlig unterschiedlich ist auch die Kraftverteilung im Anker: während im Ankerzugversuch die Beanspruchung immer vom Ankerkopf zum Ankerende hin abnimmt, wird der Anker bei der Wandverschiebung zunächst mehr von dem in Bewegung befindlichen Boden beansprucht, als von der Verschiebung der Wand. Ähnlich den Spannungen, die in den Armierungstreifen der Bewehrten Erde gemessen wurden (Buseck/Thamm, 1981), erhält man ein Beanspruchungsmaximum ungefähr an der Stelle, wo sich aktive Gleitfuge und Anker schneiden. An dieser Stelle erfährt die Mantelreibung eine Vorzeichenumkehr. Die nach vorn gerichtete Mantelreibung wirkt zusätzlich belastend auf den Anker, ist in ihrer Größe jedoch vernachlässigbar und tritt nur im Gebrauchszustand auf. Bei zunehmender Verschiebung wandert das Zugkraftmaximum zur Wand hin, so daß ab einem bestimmten Verschiebungsweg (hier 5 cm) die Mantelreibung über die gesamte Pfahllänge der Bewegung entgegengesetzt wirkt. In den Bildern 31 und 32 ist die Zugkraftverteilung für aufeinanderfolgende Verschiebungsschritte aufgetragen.

Beim simulierten Ankerzugversuch ist bei einer Ankerkopfverschiebung von 17 mm die Grenzs Schubspannung in allen Kontakt-elementen erreicht, eine höhere Zugkraft kann vom Anker nicht aufgenommen werden. Im Gegensatz dazu wächst die Ankerkraft auch bei einer Wandverschiebung von bis zu 60 mm ($1/133$ der Wandhöhe) weiter an. Der Kraftzuwachs je Verschiebungsschritt nimmt zwar ab, eine Grenzkraft wird jedoch nicht erreicht. Stattdessen geraten bei weiterer Wandverschiebung zu viele Kontinuumselemente in Bruchzustand, um verlässliche Ergebnisse

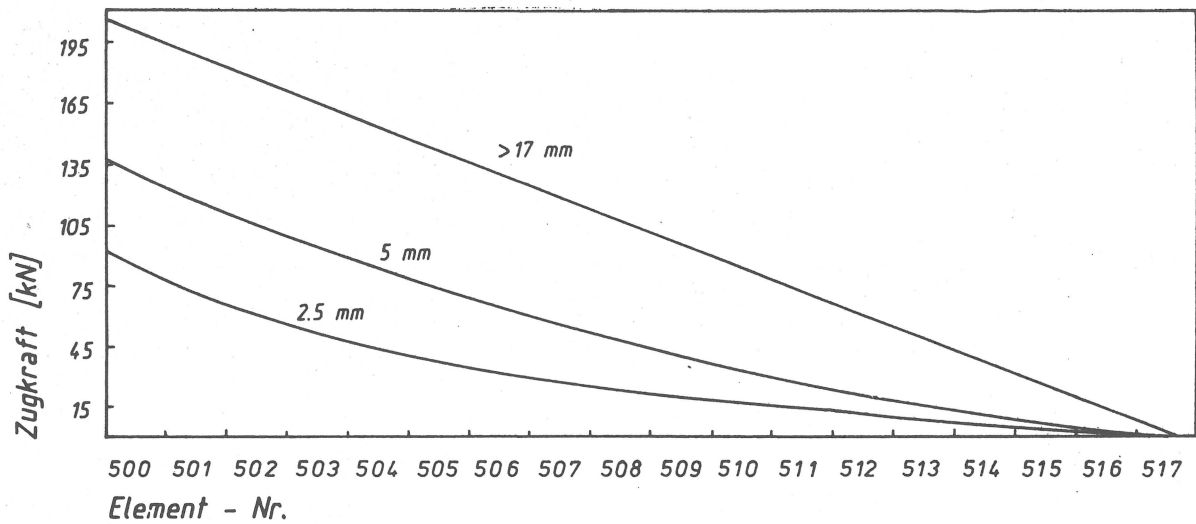


BILD 31: Zugkraftverlauf im Anker, Ankerzugversuch (Scharparameter = Ankerkopfverschiebung)

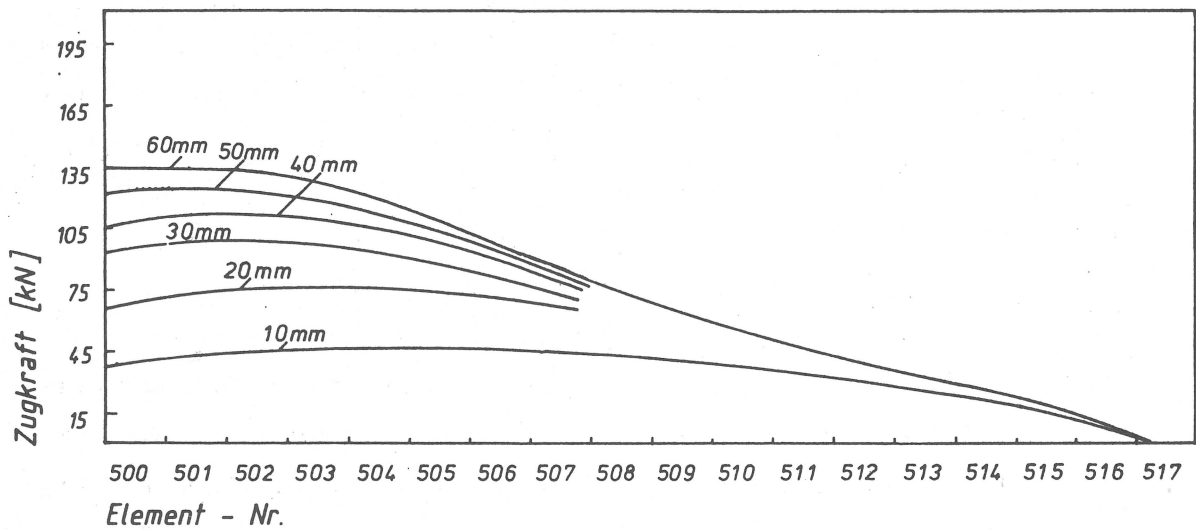


BILD 32: Zugkraftverlauf im Anker, Wandverschiebung (Scharparameter = Ankerkopfverschiebung)

zu erhalten. Die Ursache für diesen Unterschied ist der völlig andere Spannungs- und Verformungszustand des Bodens hinter der Wand. Die Berechnungen können aber nur qualitative Aussagen liefern, da sie zum einen den Einschränkungen der ebenen Simulation und des Materialgesetzes von Duncan/Chang (1970) unterliegen und zum anderen entsprechende Versuche, die ein Kalibrieren ermöglichen würden, nicht vorliegen.

4.9 DREIDIMENSIONALE BERECHNUNGEN

4.9.1 WANDVERSCHIEBUNG - PROTOTYP

Bei den Berechnungen mit einer Raumstruktur weist, wie im ebenen Fall, die Verteilung der Gleitung (hier der Oktaedergleitung, Bild 33) auf einen Bereich hoher Beanspruchung des Bodens hin, der sich vom Wandfuß schräg nach oben zum Anker erstreckt (hinterlegter Bereich in Bild 33). Die Dehnungen $\epsilon(x)$ und $\epsilon(z)$ erreichen in dieser Zone ebenfalls hohe Werte, so daß der Schluß auf einen potentiellen Gleitfugenbereich gerechtfertigt erscheint (Bilder 34 und 35). Diese Zonen reichen stets bis zum Ankerende, was nach den Erkenntnissen aus den ebenen Berechnungen mit unterschiedlichen Ankerrauhigkeiten durch den Verbund zwischen Anker und Boden bedingt ist.

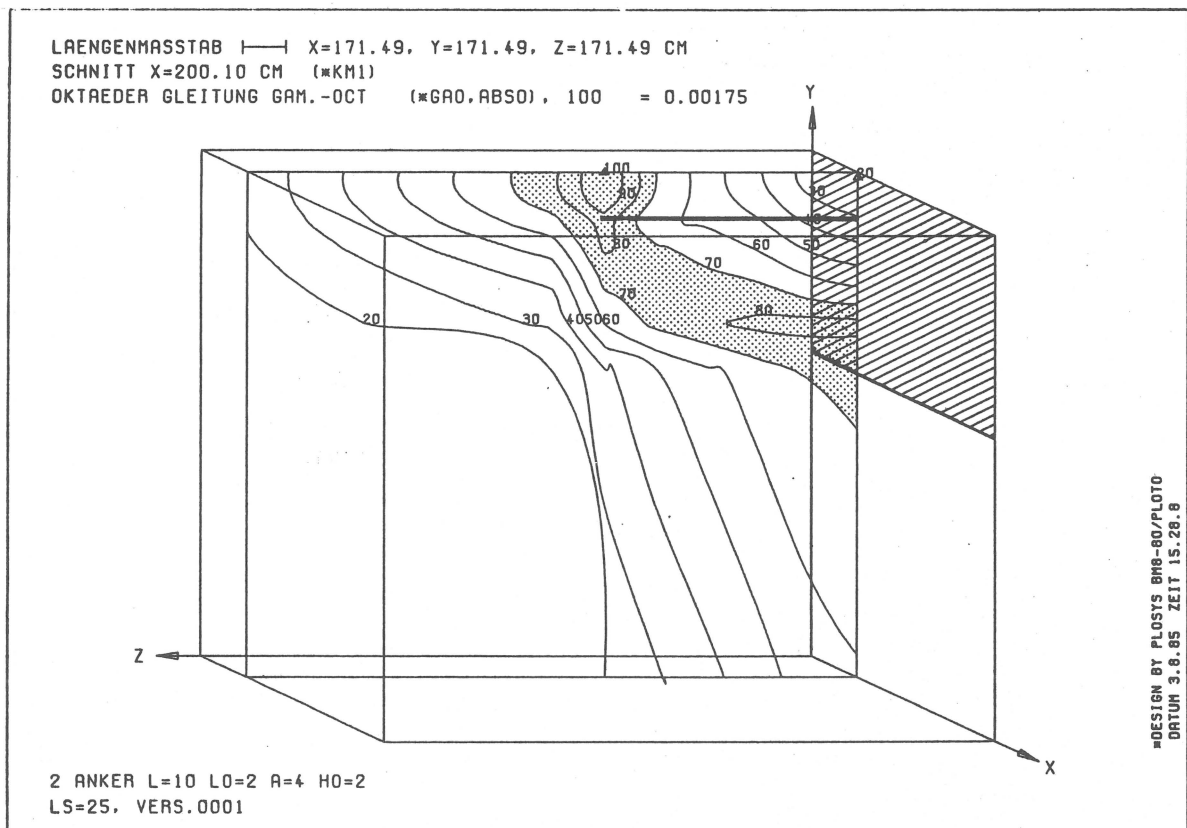


BILD 33: Linien gleicher Gleitungen (Relativwerte) in der Ankerebene, dreidimensionale Berechnung

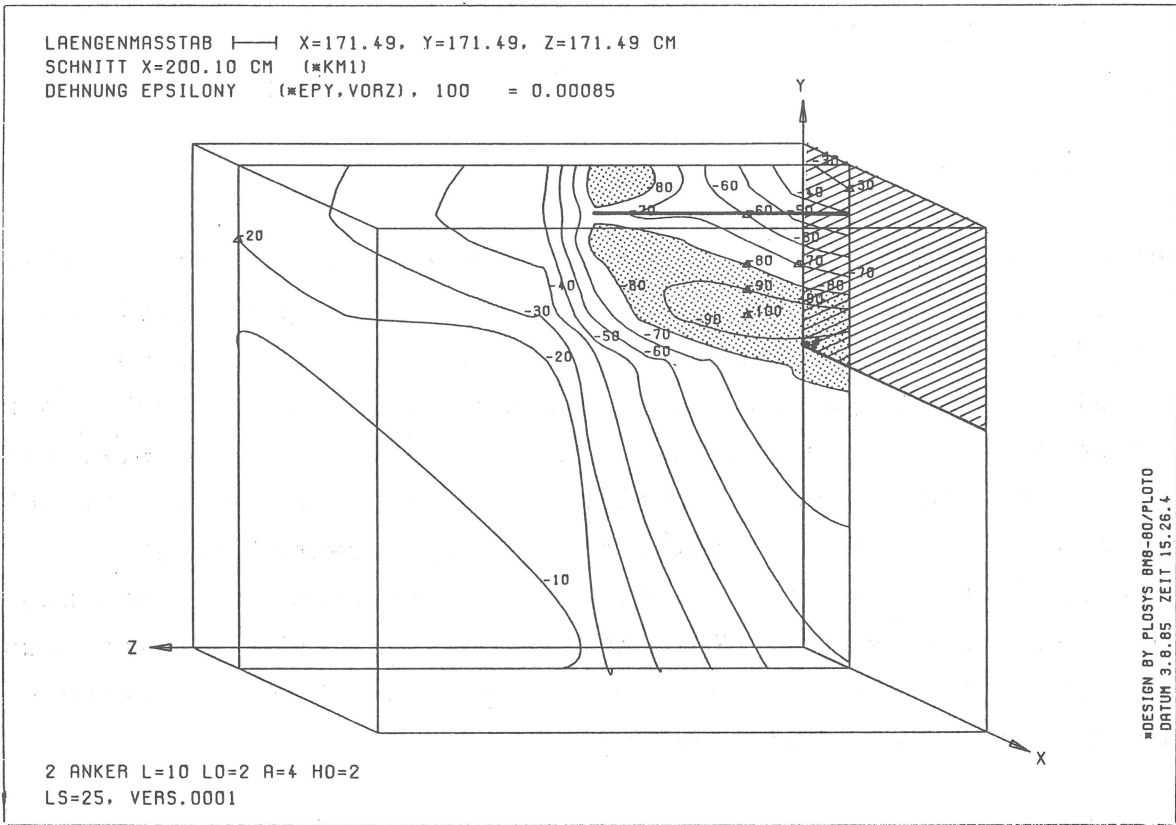


BILD 34: Linien gleicher Dehnungen (Relativwerte) in der Ankerebene dreidimensionale Berechnung

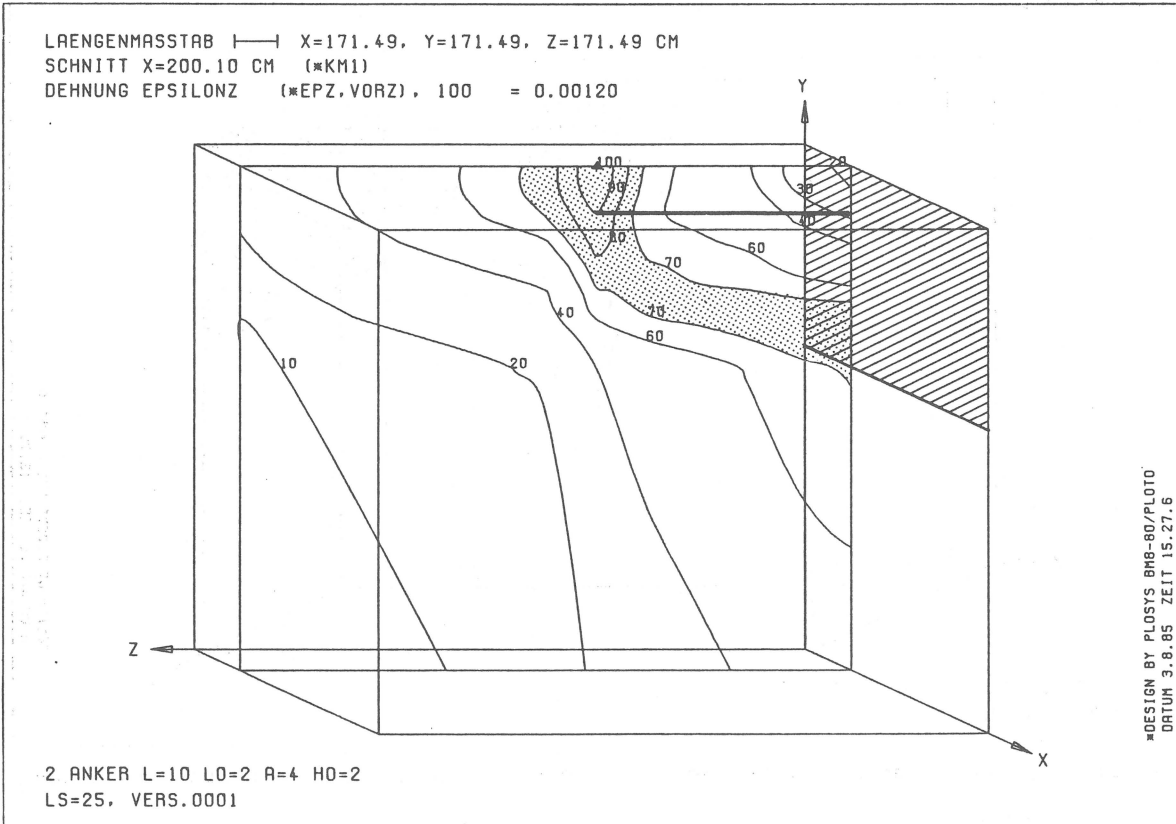


BILD 35: Linien gleicher Dehnungen (Realivwerte) in der Ankerebene dreidimensionale Berechnung

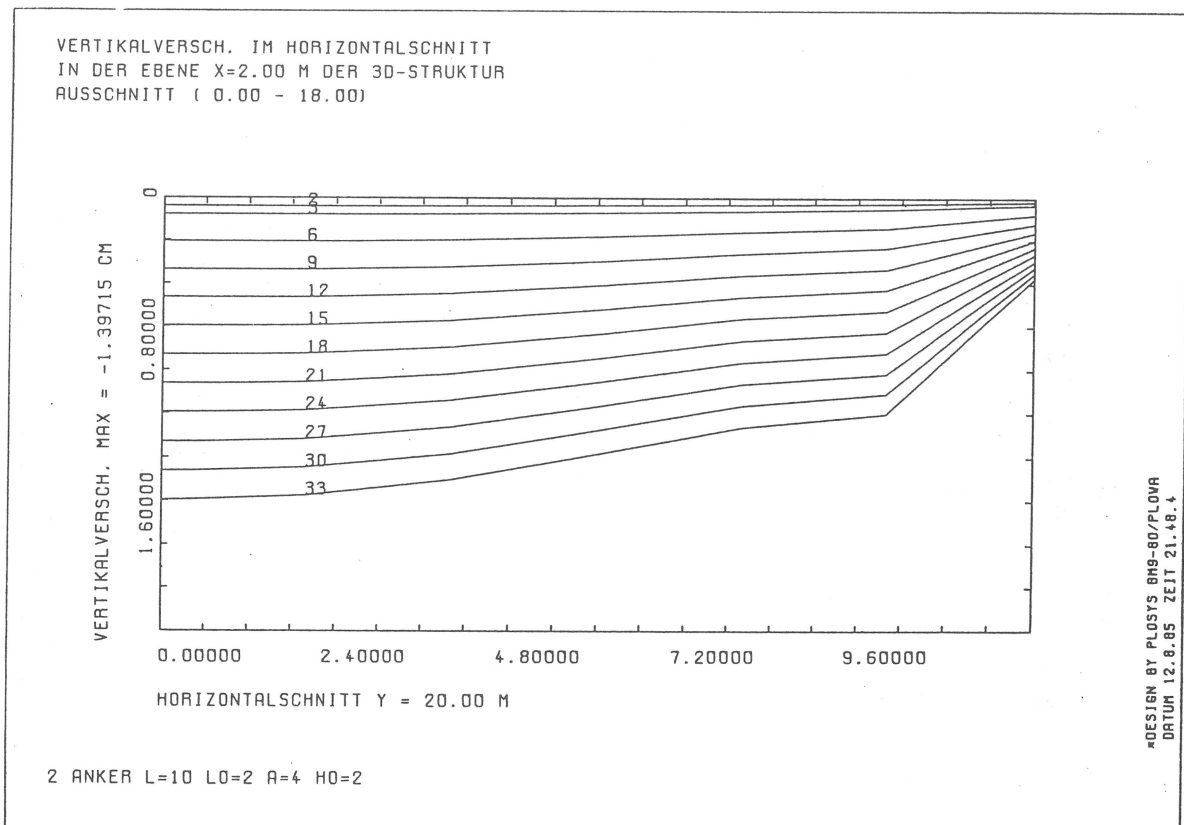


BILD 36: Setzungsverlauf mit zunehmender Wandverschiebung über einem Anker an der Geländeoberfläche, dreidimensionale Berechnung (Scherparameter = Lastschrittnummer)

Ein wesentlicher Unterschied zur ebenen Berechnung besteht bei den Setzungen der Geländeoberfläche: die ebene Rechnung führt stets zu einer grabenförmigen Einsenkung hinter dem Ankerende (Bild 29), während in der dreidimensionalen Simulation ein kontinuierlicher Verlauf von der maximalen Setzung unmittelbar hinter der Stützwand bis zum Ankerende zu beobachten ist, ohne daß sich ein zweites relatives Maximum ausbildet (Bild 36). Das Setzungsmaximum ist bei der ebenen Berechnung geringfügig größer als im räumlichen Fall.

Besonderes Interesse gilt bei der räumlichen Berechnung den Spannungs- und Verformungsverläufen in Wandlängsrichtung, die in der ebenen Analyse als konstant vorausgesetzt werden.

Der Boden setzt sich parallel zur Wand stets gleichmäßig. Die Bilder 37 und 38 zeigen den Verlauf bei zunehmender Wandverschiebung unmittelbar hinter der Wand und im Verankerungsbe-

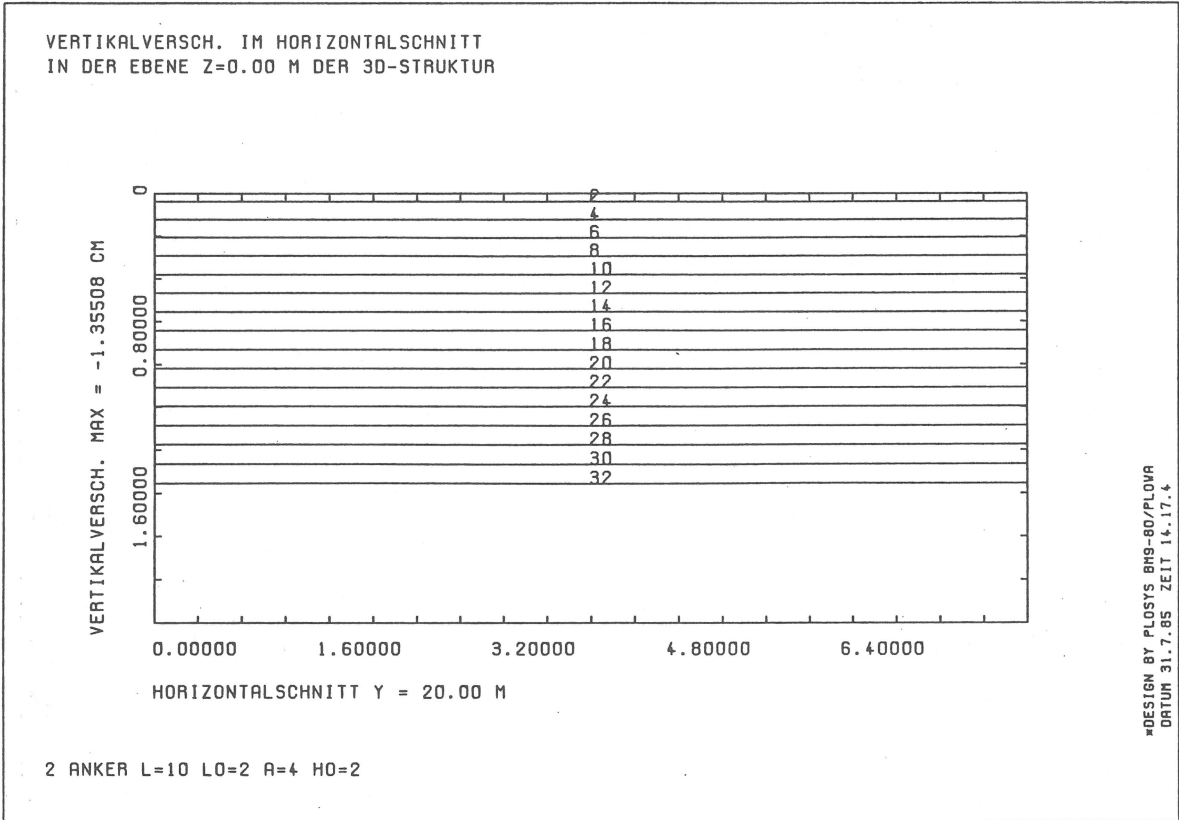


BILD 37: Setzungen parallel zur Wand bei zunehmender Wandverschiebung unmittelbar hinter der Wand, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

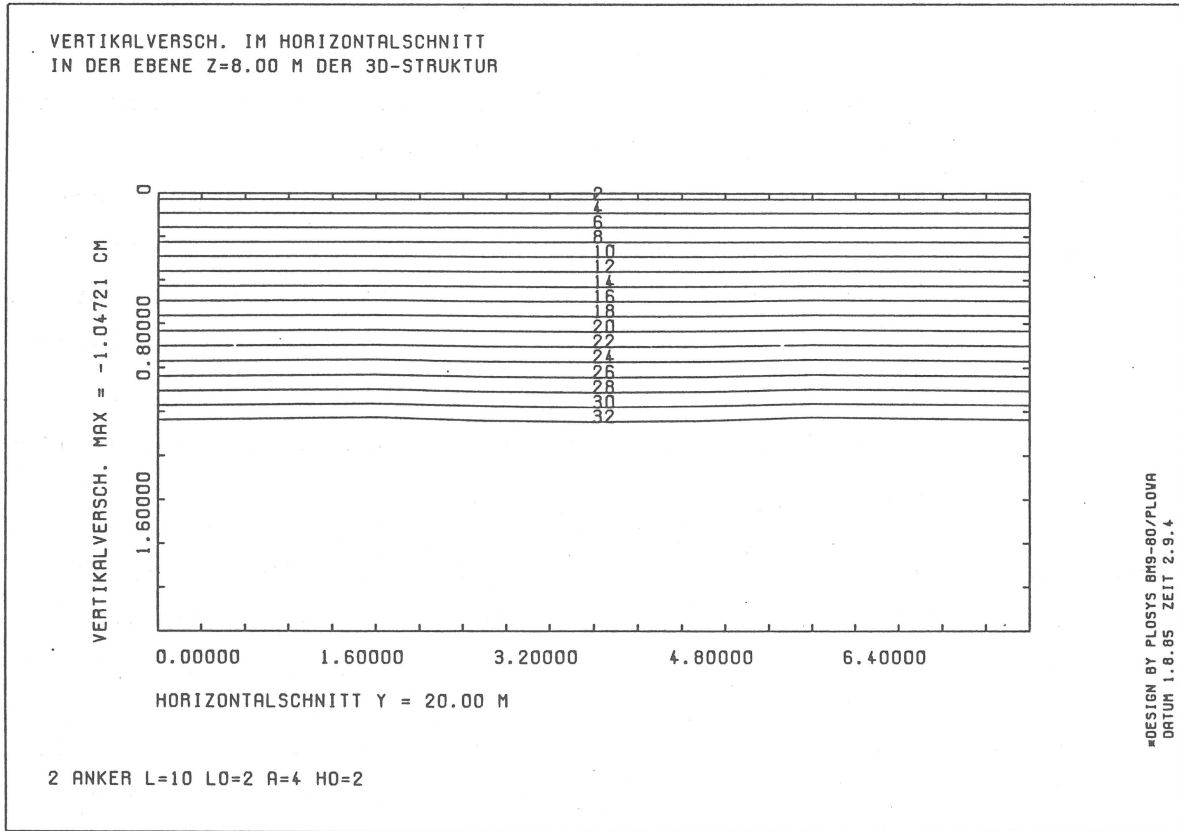


BILD 38: Setzungen parallel zur Wand bei zunehmender Wandverschiebung über den Verpreßstrecken an der Geländeoberfläche, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

reich. Bei allen Simulationen (2 Verpreßanker, 3 Verpreßanker und 2 Pfähle) sind keine ungleichmäßigen Verläufe beobachtet worden, d.h. der Boden zwischen den Ankern setzt sich gleichmäßig ohne Beeinflussung durch die einzelnen Ankerkörper.

Die Horizontalverschiebungen senkrecht zur Stützwand weisen an der Oberfläche in einem Schnitt parallel zur Wand zwischen den Ankern geringere Werte auf als in der Umgebung der Krafteinleitung. Dabei sind zwischen 2 Verpreßankern und 2 Pfählen keine Unterschiede zu erkennen. Bei drei Ankern sind die Verschiebungen in Ankerlängsrichtung größer, aber gleichmäßiger als bei 2 Ankern (Bild 39 zeigt die Entwicklung der Horizontalverschiebungen über den Ankerenden bei 2 Ankern, Bild 40 bei 3 Ankern). Diese deutlichen Unterschiede entstehen aber nur am Ankerende. Der Verlauf der Verschiebungen vergleichmäßigte sich zur Wand hin (Bild 41, ein Schnitt in Ankermitte) und im Boden hinter den Ankern, d.h. im Bereich, in dem das Austreten der tiefen Gleitfuge zu vermuten ist (Bild 42). Dort verlaufen die Verschiebungslinien nahezu parallel zur Wand.

Die Spannungsverteilung in horizontalen Ebenen (an der Oberfläche, 1 m über und 1 m unter den Ankern) bestätigt die aus den Verformungen gewonnenen Erkenntnisse: Bei einem Ankerabstand von 4 m (2 Anker, $a/H = 0.5$) erfahren die Linien gleicher Werte geringe Ablenkungen: im Bereich der Ankerenden werden die Ausgangs(druck)spannungen stärker vermindert als zwischen den Ankern (Bilder 43 - 45), bei 3 Ankern ($a/H = 0.33$) zeigt sich parallel zur Wandlängsrichtung ein gleichmäßiger Verlauf der Linien gleicher Spannungen (Bilder 46 - 48). Verpreßanker- und Pfahlsimulation zeigen keine Unterschiede, da in beiden Fällen infolge des Verbundes von Anker- und Bodenelementen die höchste Beanspruchung des Bodens stets über den Ankerenden auftritt (vergl. Bilder 33 - 35).

Auch in Vertikalschnitten ist eine Beeinflussung des Verlaufs der Horizontalspannungen an der Stützwand nicht zu erkennen (Bilder 49 und 51). Nur im unmittelbaren Krafteinleitungsbe- reich entstehen um den Anker herum Zonen höherer Zugbeanspruchung des Bodens (Bilder 50 und 52).

Die Vertikalspannungen liefern analoge Bilder: In Bild 53 ist beispielhaft die ebenfalls gleichmäßige Spannungsverteilung in Wandlängsrichtung für den Fall mit 2 Anker aufgetragen. Diese in Wandlängsrichtung i.w. gleichmäßige Spannungsverteilung bestätigt die bisherige Vorgehensweise, nämlich trotz der in Abständen wirkenden Anker für Berechnungen nur einen Schnitt senkrecht zur Wand (hier also in der y-z-Ebene) zu betrachten und das zunächst räumliche Problem auf ein ebenes zu reduzieren.

4.9.2 WANDVERSCHIEBUNG - MODELL

Statt der 8 m hohen Wand wurde ein Modellversuch mit 0.5 m hoher Wand simuliert. Daraus ergibt sich ein Längenmaßstab von 1:16. Werden jedoch die Verschiebungsinkremente mit 1/16 des Maßes der vorherigen Rechnungen eingeführt, so wird in den Kontinuums-elementen sofort der Bruchzustand erreicht. Das Verformungsverhalten des Bodens auf dem sehr viel niedrigeren Spannungsniveau des Modellversuchs erweist sich in Übereinstimmung mit Erfahrungen aus Versuchen als spröder als beim Prototyp: Gleiche relative Dehnungsänderungen führen im Modell zu größeren Spannungsänderungen als im Prototyp. Um das Spannungs-Dehnungsverhalten dennoch zufriedenstellend nachfahren zu können, müssen kleinere Verschiebungsinkremente vorgegeben werden (mindestens auf ein Drittel reduziert), wodurch sich die Rechenzeit erheblich verlängert. Die Wandverschiebungen führen im Modell zu ca.10% geringeren relativen Setzungen als beim Prototyp. Die Setzungscharakteristik stimmt überein. Dem spröden Verhalten im Modell entspricht ein Abfall auf einen proportional geringeren Erddruck: das Verhältnis K_{agh} zwischen Horizontal- und Vertikalspannungen beträgt bei einer Verschiebung von 1/500 der Wandhöhe beim Prototyp $K_{agh} = 0.22$, beim Modell $K_{agh} = 0.20$.

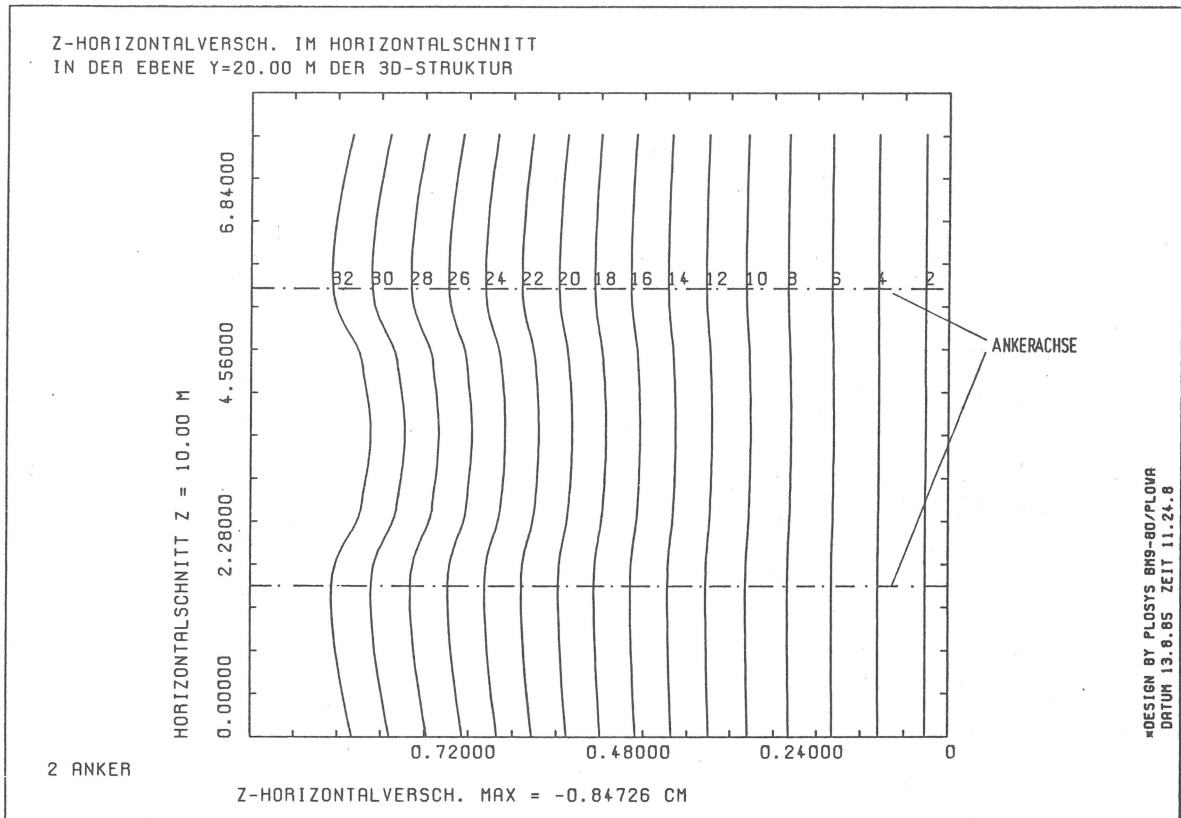


BILD 39: Horizontalverschiebung der Oberfläche bei zunehmender Wandverschiebung über den Verpreßstrecken, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

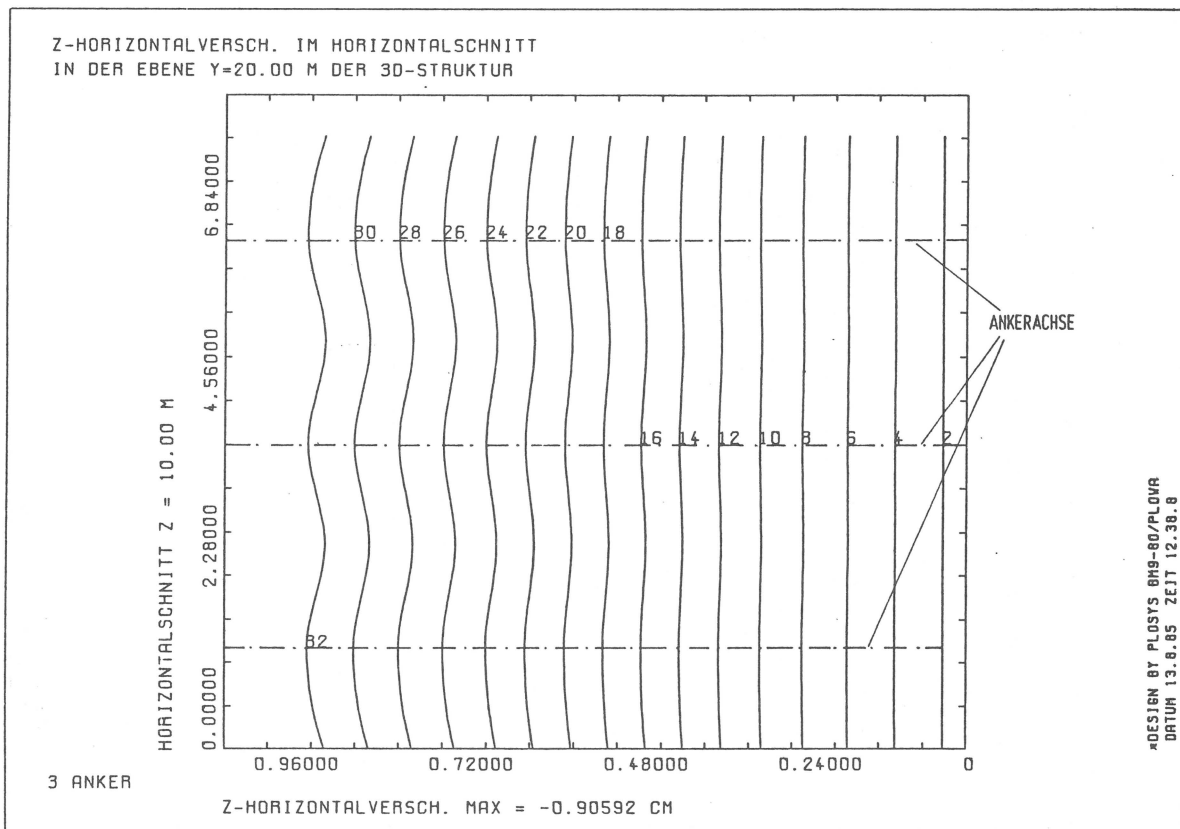


BILD 40: Horizontalverschiebung der Oberfläche bei zunehmender Wandverschiebung über den Verpreßstrecken, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

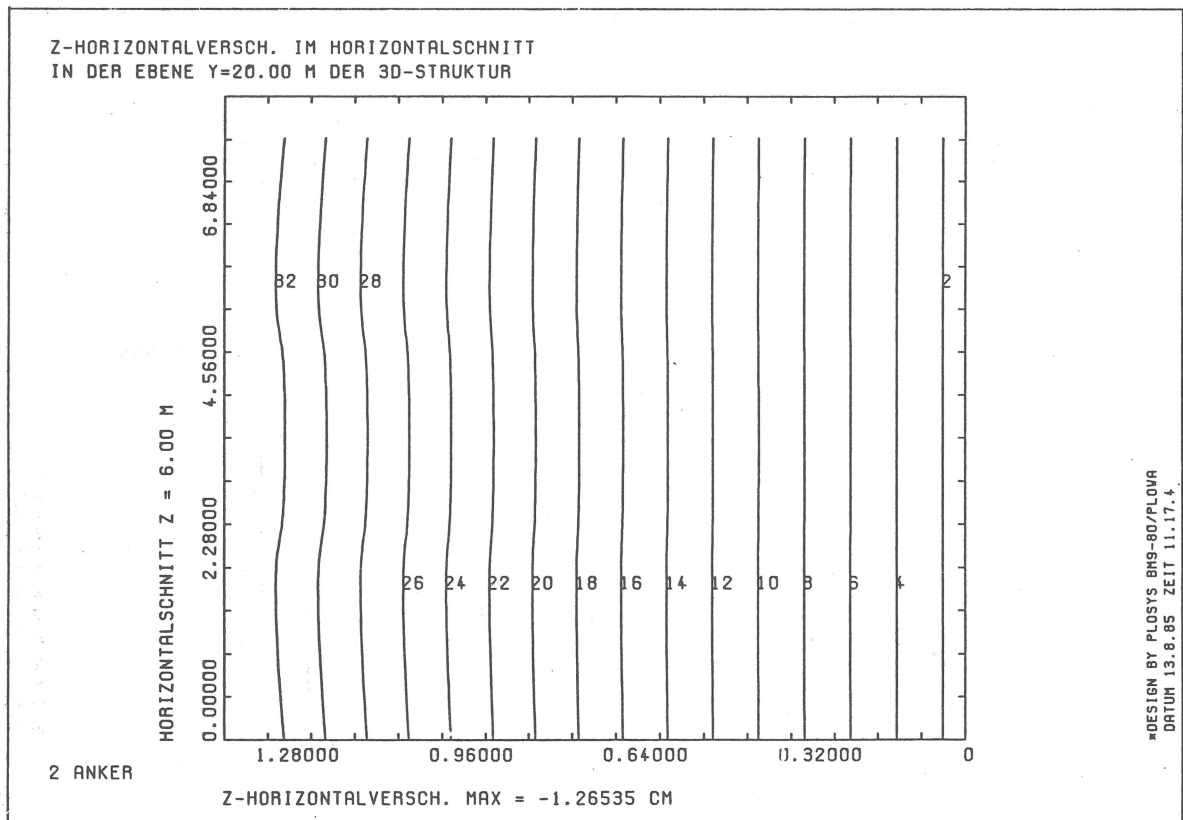


BILD 41: Horizontalverschiebung der Oberfläche bei zunehmender Wandverschiebung über der freien Stahllänge, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

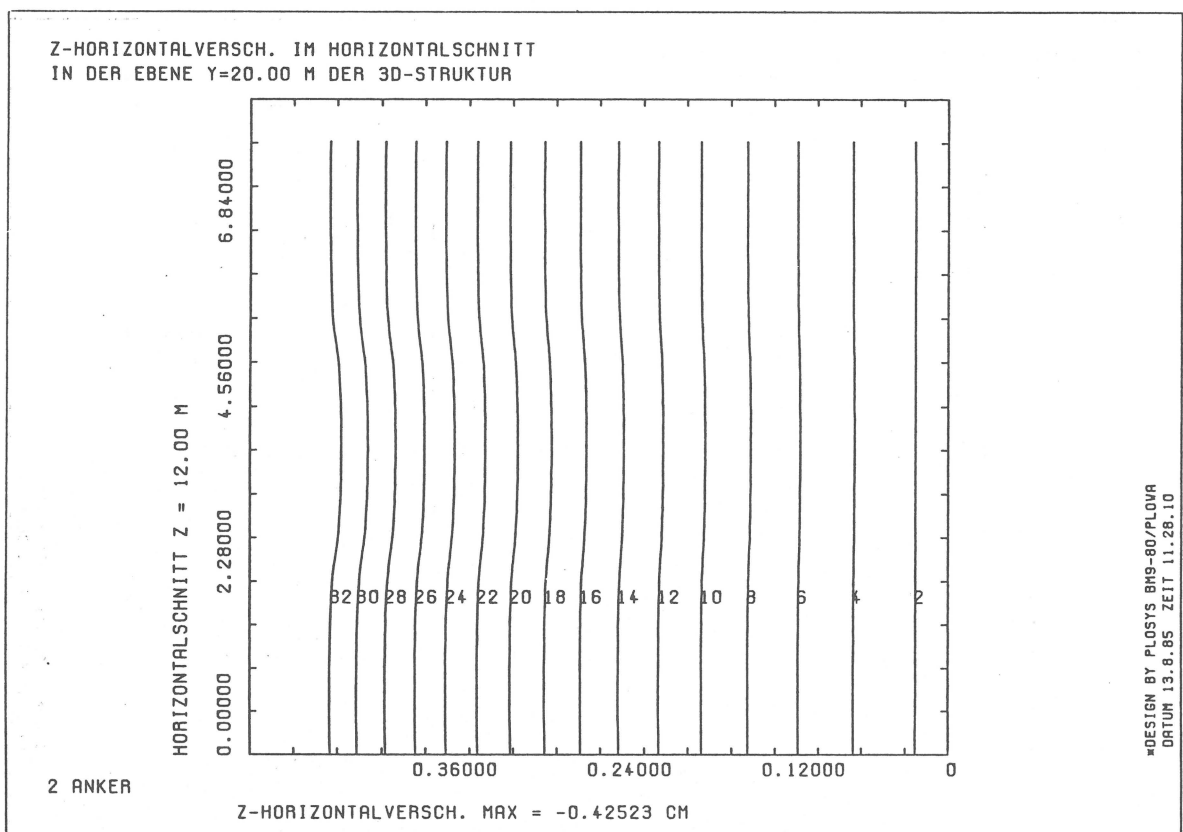


BILD 42: Horizontalverschiebung der Oberfläche bei zunehmender Wandverschiebung hinter den Verpreßstrecken, dreidimensionale Berechnung (Scharparameter = Lastschrittnummer)

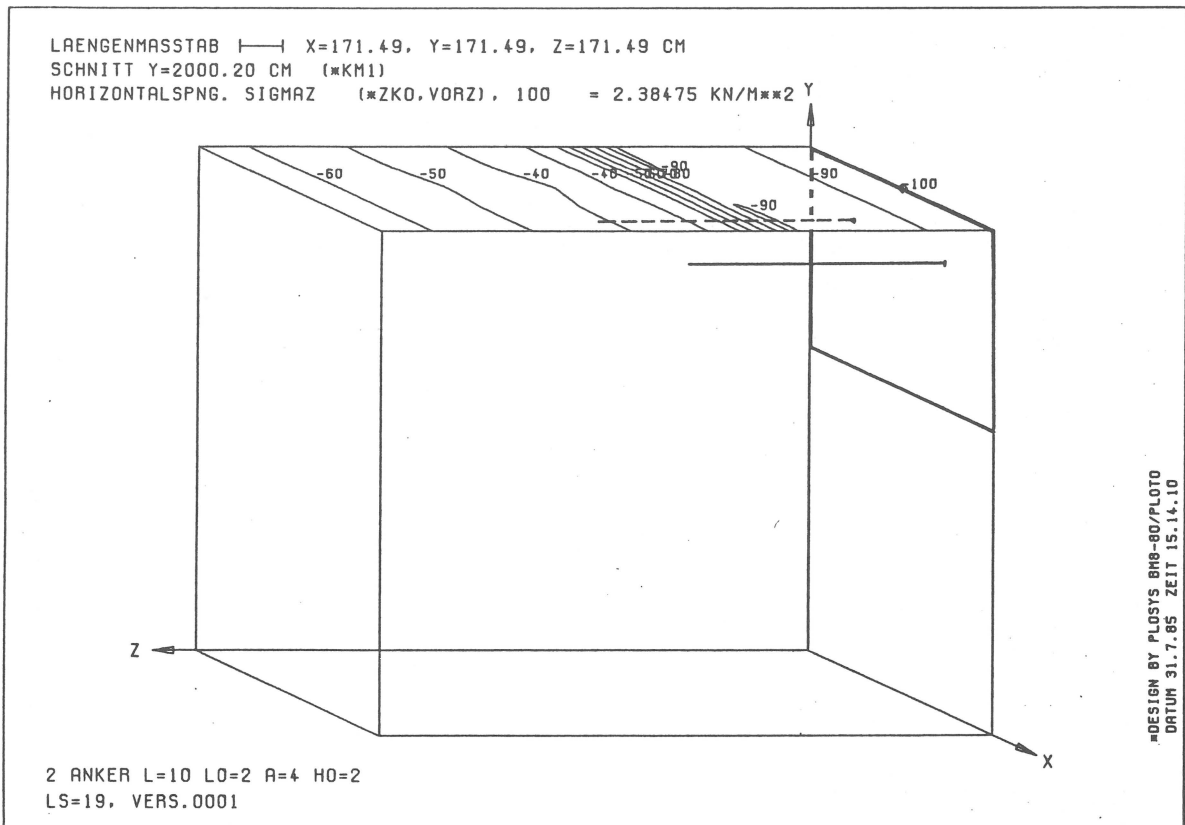


BILD 43: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), dreidimensionale Berechnung

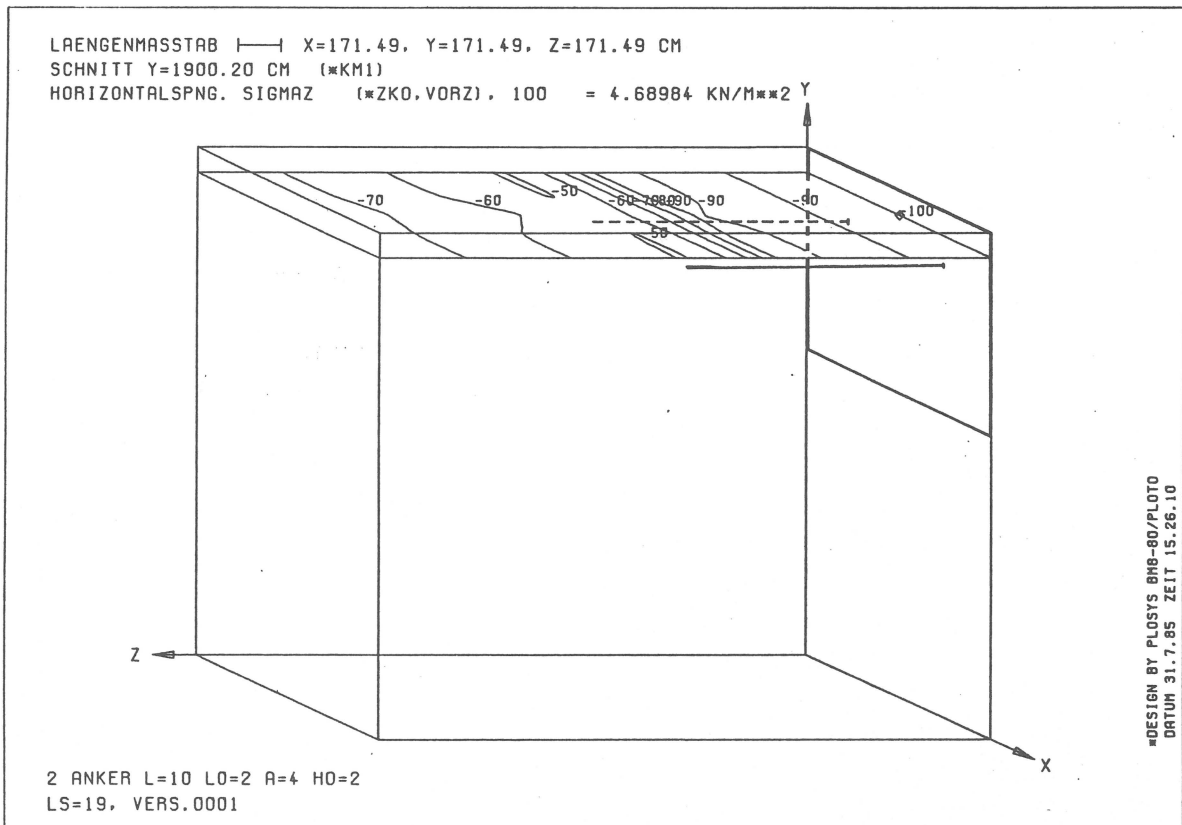


BILD 44: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), 1 m über der Ankerlage, dreidimensionale Berechnung

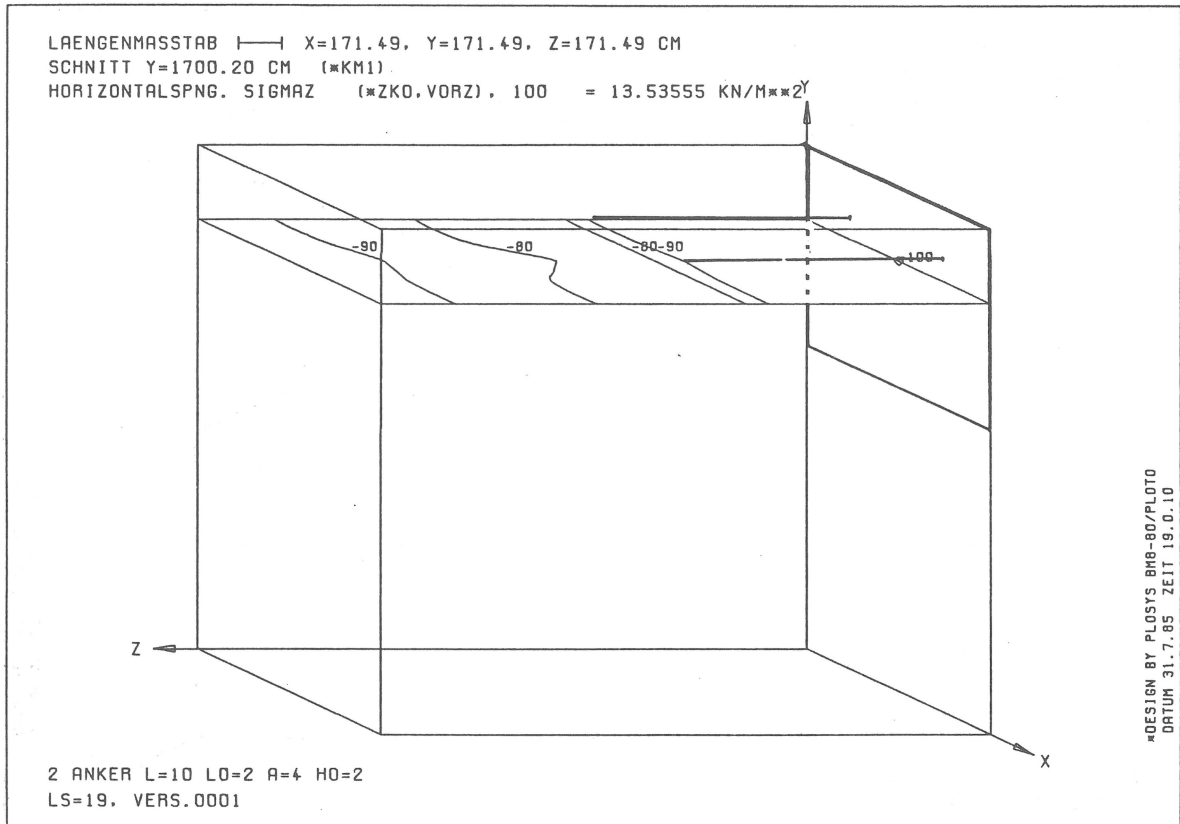


BILD 45: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), 1 m unter der Ankerlage, dreidimensionale Berechnung

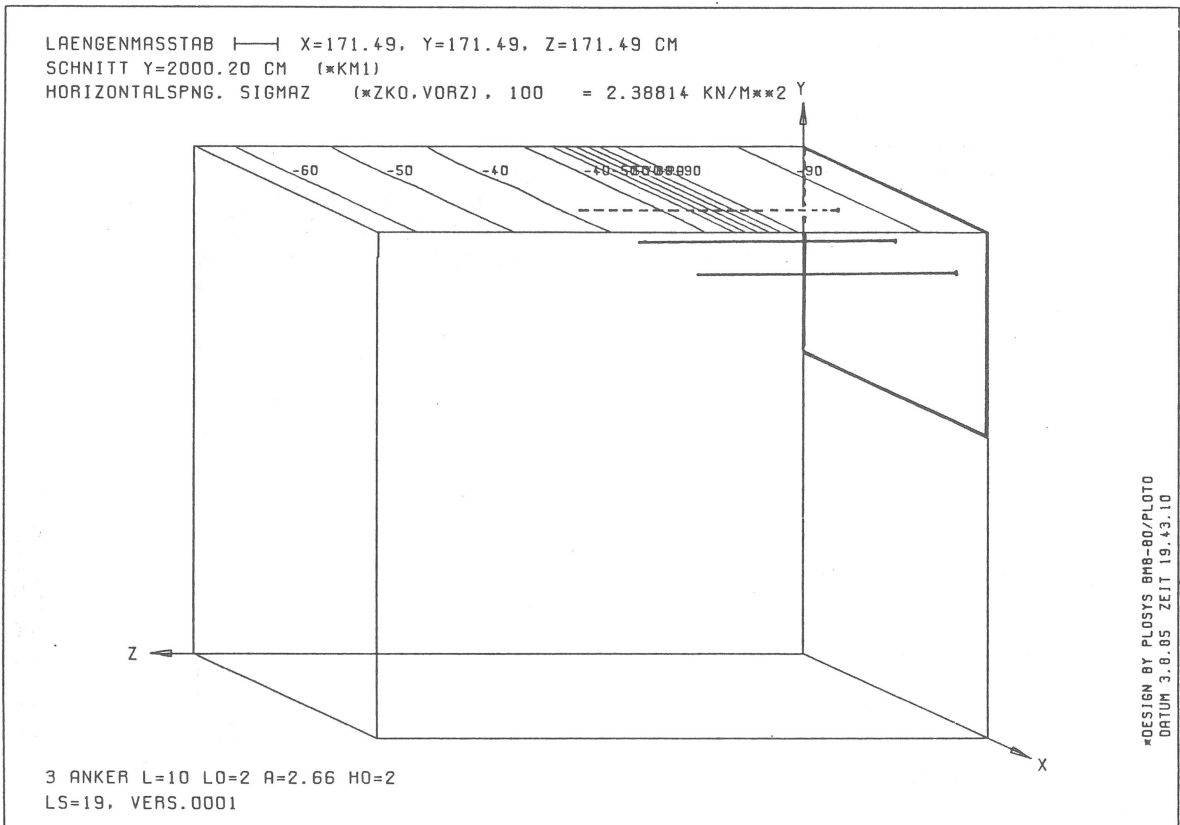


BILD 46: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), an der Geländeoberfläche, dreidimensionale Berechnung

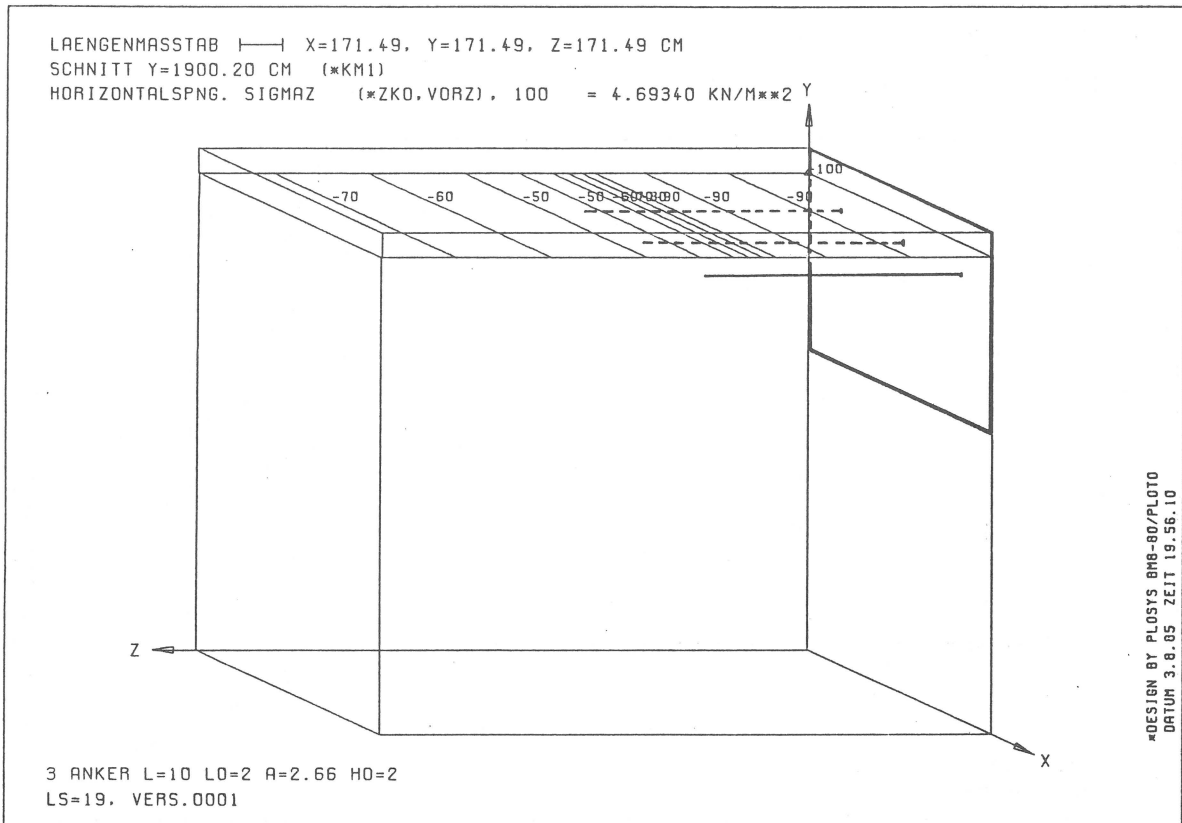


BILD 47: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), 1 m über der Ankerlage, dreidimensionale Berechnung

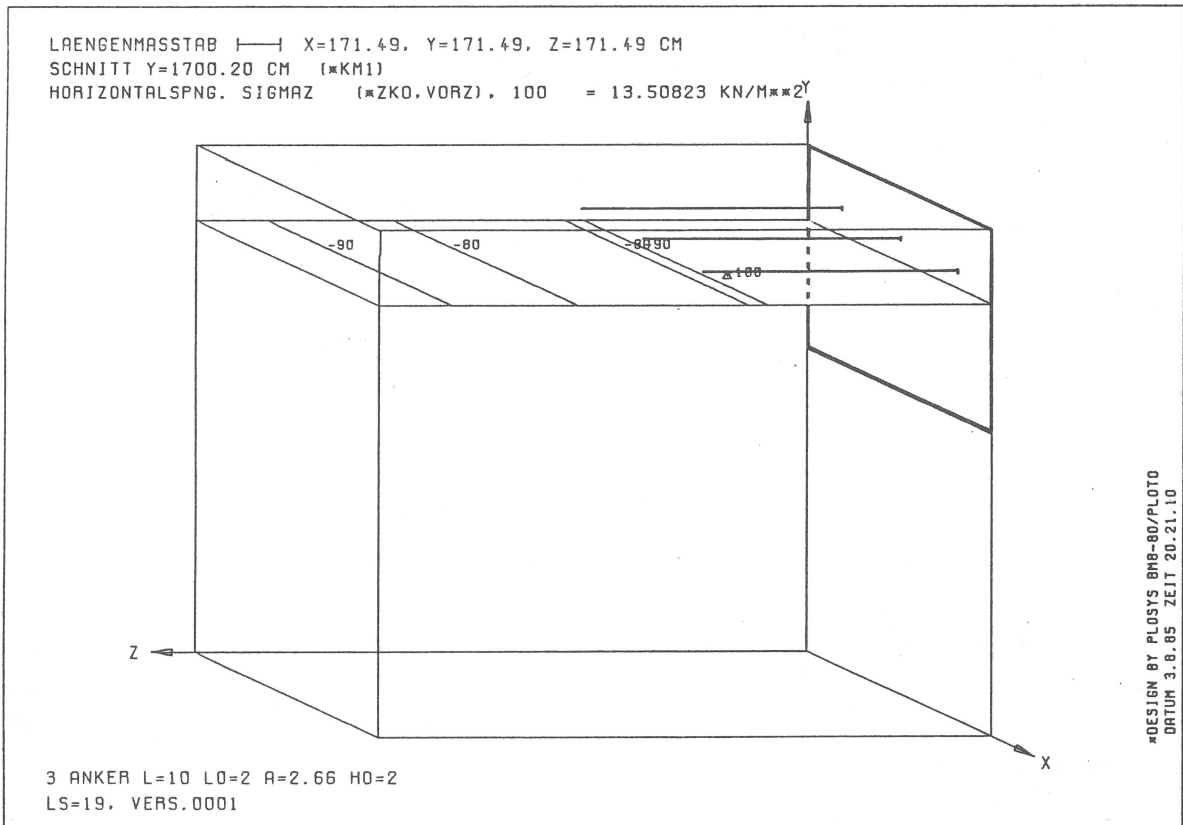


BILD 48: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), 1 m unter der Ankerlage, dreidimensionale Berechnung

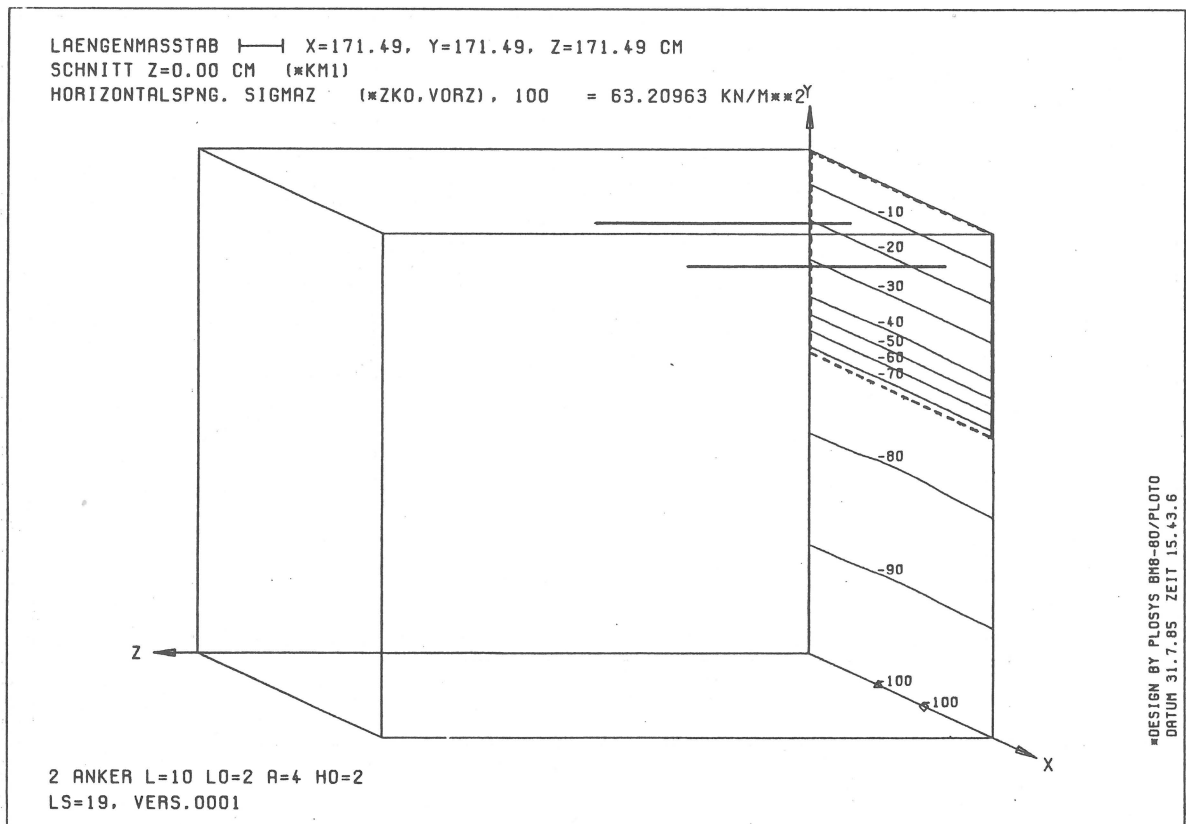


BILD 49: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), unmittelbar hinter der Stützwand, dreidimensionale Berechnung

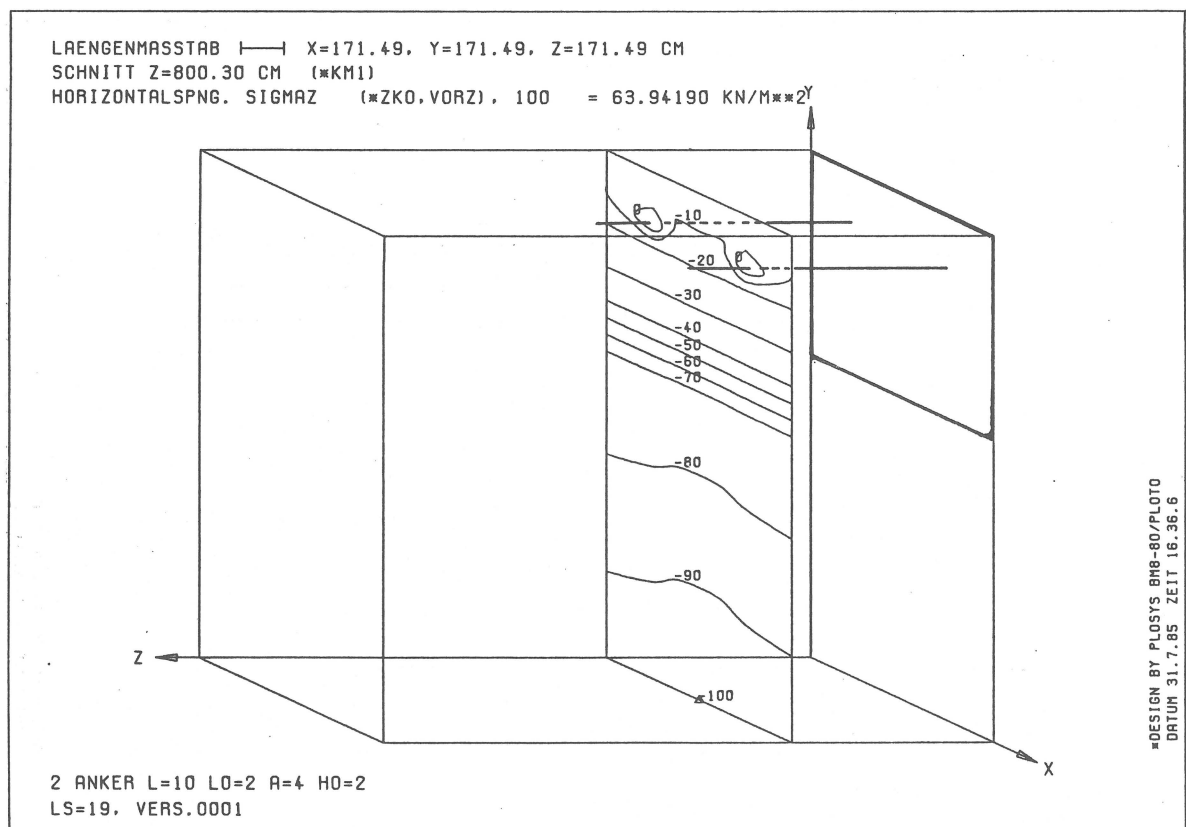


BILD 50: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), im Kräfteinleitungsbereich, dreidimensionale Berechnung

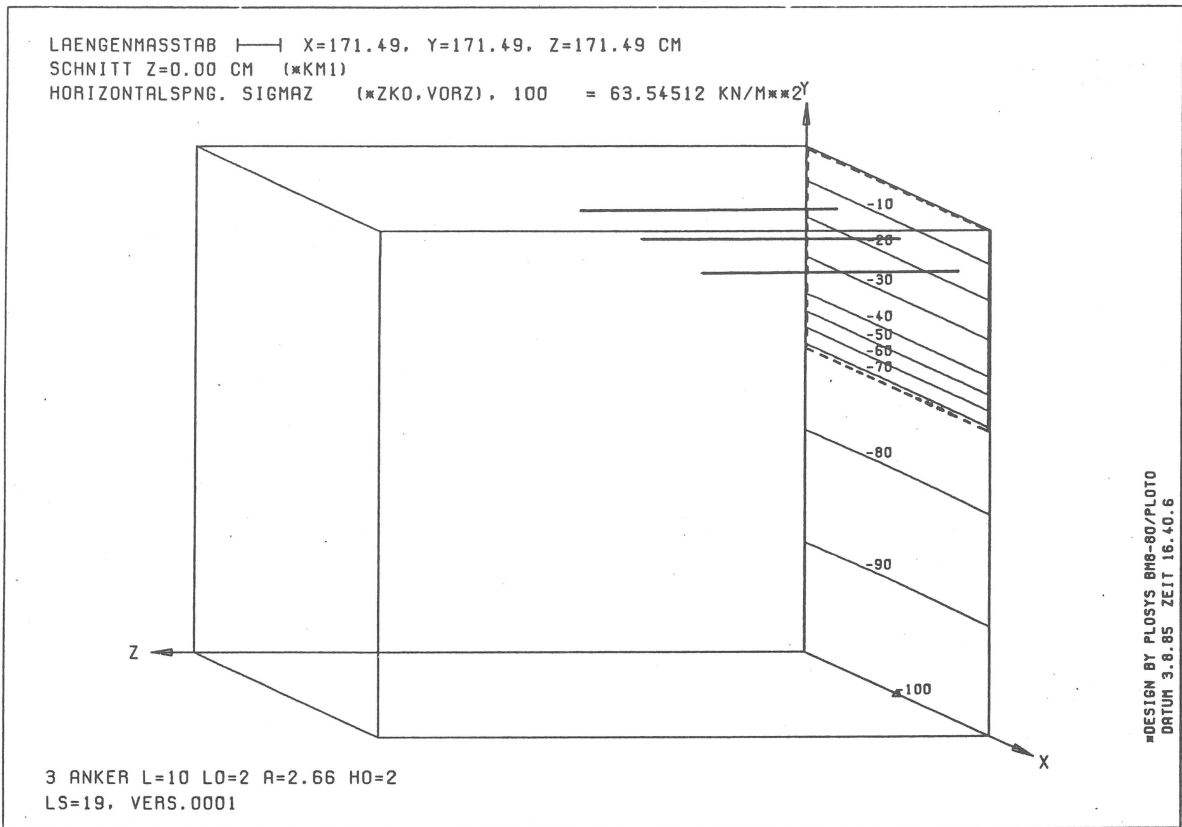


BILD 51: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), unmittelbar hinter der Stützwand, dreidimensionale Berechnung

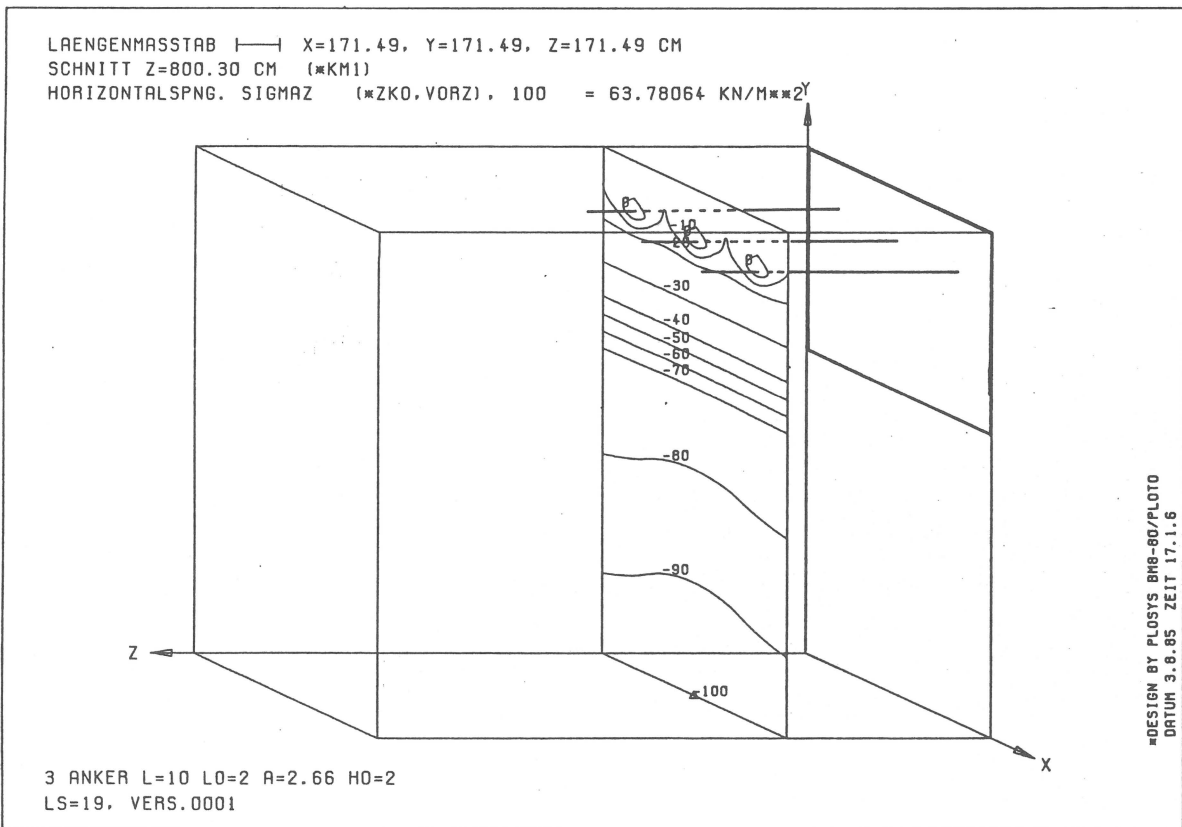


BILD 52: Linien gleicher Horizontalspannungen (Relativwerte), im Kräfteinleitungsbereich, dreidimensionale Berechnung

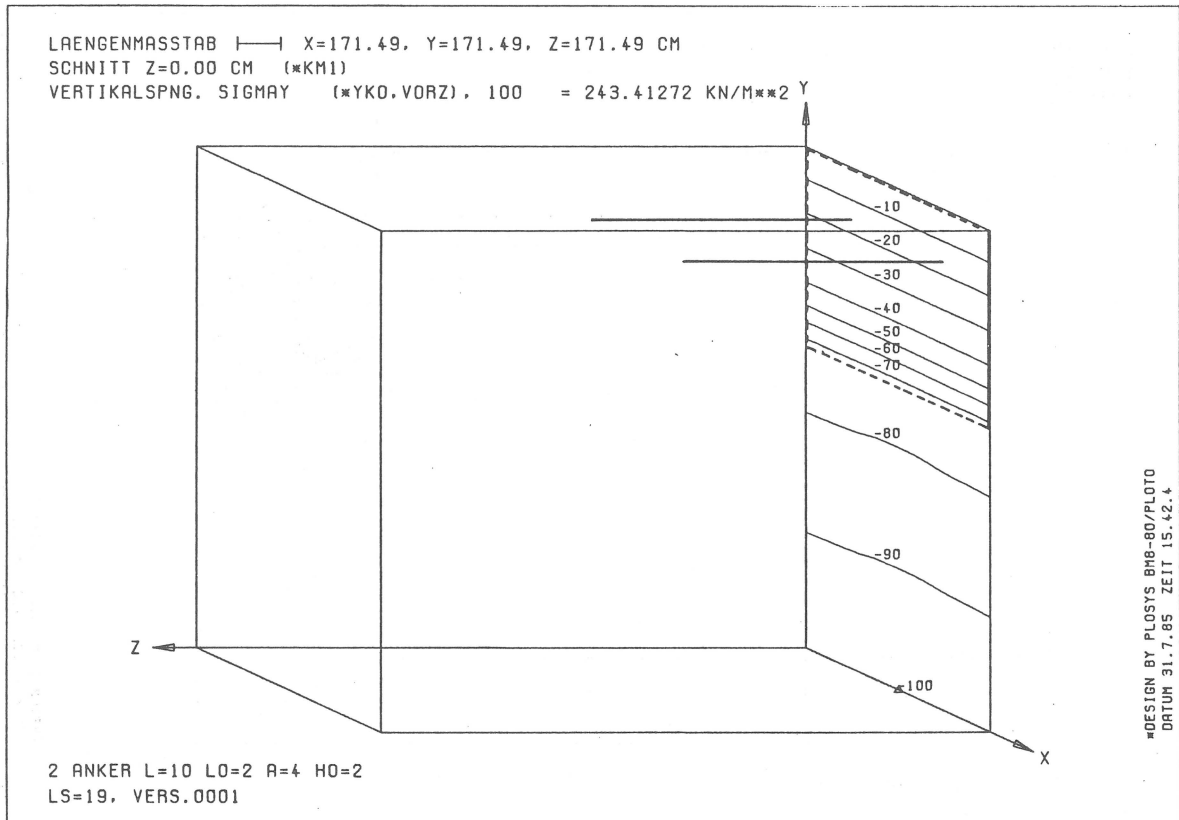


BILD 53: Linien gleicher Vertikalspannungen (Relativwerte), unmittelbar hinter der Stützwand, dreidimensionale Berechnung

4.10 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Trotz der erforderlichen Vereinfachungen bei der Simulation von Anker und Wand konnten mit zwei- und dreidimensionalen Berechnungen nach der FEM Erkenntnisse über das Verhalten des Bodens hinter der Stützwand gewonnen werden. Die Verteilung der Gleitungen oder der Dehnungen weist Zonen auf, in denen der Boden im Vergleich zur Umgebung höher beansprucht ist, weshalb hier mit dem Auftreten von Gleitfugen zu rechnen ist. Die Neigung dieser Zonen ist abhängig von der Rauigkeit des Ankers: ist der Anker völlig glatt, entspricht sie ungefähr der aktiven Gleitfuge, zunehmende Rauigkeit führt zu einem flacheren Verlauf, bei starrem Verbund von Anker und Boden erstreckt sie sich bis zum Ankerende.

Die Setzungen der Oberfläche zeigen bei räumlicher Berechnung ein realistischeres Bild als im ebenen Fall: die grabenförmige Einsenkung hinter den Ankerenden, wie sie bei der ebenen Berechnung erhalten wird, ist eine Besonderheit von Ankerwänden, die sich bei räumlicher Simulation von in Abständen wirkenden Ankern nicht zeigt und in situ bei Verpreßankern und Ankerpfählen i.a. nicht zu beobachten ist. Die Setzungen verlaufen nach den Berechnungen parallel zur Stützwand völlig gleichmäßig. Die Horizontalverschiebungen in Ankerlängsrichtung weisen über den Ankern Maxima auf, wobei die Verschiebungswerte bei engliegenden Ankern größer aber gleichmäßiger sind als bei Ankern mit großem gegenseitigem Abstand. Die größten Abweichungen treten über den Ankerenden auf, zur Wand hin und hinter den Krafteinleitungsstrecken werden sie geringer.

Die Spannungen zeigen geringe Abweichungen von einer gleichmäßigen Verteilung in Wandlängsrichtung. Die Berechnung der Standicherheit für den ebenen Fall erfährt somit auch durch die FEM-Studien eine Bestätigung. In diesen Studien reicht ein zweidimensionales Elementnetz jedoch zur wirklichkeitsnahen Abbildung nicht aus, da die Krafteinleitungsstrecke nur von wandparallel verlaufenden Ankerkörpern (z.B. Schleppplatten), nicht jedoch von Einzelankern simuliert werden kann.

An der Wand nähern sich die Spannungen bei der räumlichen Berechnung einem Grenzzustand, der dem aktiven Erddruck entspricht. Dazu ist es erforderlich, ein elastoplastisches Materialgesetz wie dasjenige nach Arslan (1980) zu verwenden. Bei den zweidimensionalen Berechnungen lassen sich infolge der Trennung des Bodenbereichs ober- und unterhalb der Ankerlage durch die den Anker simulierenden Elemente keine zutreffenden Ergebnisse hinsichtlich des Erddrucks erzielen.

Die Ankerkräfte weisen bei einem Ankerzugversuch mit der Stützwand als Widerlager und bei Verschiebung der Wand große Unterschiede auf. Die berechnete Grenzlast beim Ankerzugversuch liegt wesentlich über der bei großer Wandverschiebung erreichten Ankerkraft. Im Gebrauchszustand unterscheidet sich außerdem die Verteilung der Kräfte im Anker und damit der Mantelreibung: Im Schnittpunkt des Ankers mit der aktiven Gleitfuge tritt durch die Bodeneigenbewegungen ein Vorzeichenwechsel der Mantelreibung und dadurch ein Zugkraftmaximum im Anker auf. Erst bei großen Wandverschiebungen ist die Mantelreibung wie während der gesamten Belastungsgeschichte beim Ankerzugversuch über die gesamte Länge der Bewegung entgegengesetzt.

5.1 VERSUCHSSTÄNDE

Im Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt waren bereits von anderen Experimentatoren Versuche mit Stützwänden durchgeführt worden (Wanoschek, 1972; Schmitt, 1974; Wolff, 1975). Von daher lagen Erfahrungen vor hinsichtlich der Größe der Versuchsstände und der für einen Versuch benötigten Zeit (ca. 1 Woche in den früher verwendeten Versuchsständen). Für die geplanten Untersuchungen war jedoch abzusehen, daß eine Vielzahl von Versuchen erforderlich sein würde, um die verschiedenen Einflußparameter berücksichtigen zu können. Aus diesem Grund war zunächst ein einfacher Modellstand gewählt worden, in dem in kürzerer Frist Ergebnisse erhalten werden konnten. Da die meiste Zeit mit Einrieseln und Ausbau des Sandes verbraucht wird, kam es in erster Linie darauf an, das Füllvolumen zu reduzieren. Der Verkleinerung sind jedoch deutliche Grenzen gesetzt, damit nicht Randeinflüsse, d.h. hier die Reibung der Kastenfüllung an den Seitenwänden, die Versuchsergebnisse maßgeblich beeinflussen. Für den kleinen Versuchsstand, im folgenden M1 bezeichnet, wurden daher die Abmessungen so gewählt, daß sich die Gleitfugen in einem ausreichend breiten Mittelbereich störungsfrei ausbilden konnten. Fehler in den Randbereichen infolge Seitenwandreibung wurden in Kauf genommen.

5.1.1 VERSUCHSSTAND M1 (Bilder 54 und 55)

Auf eine Grundplatte aus Stahl ist ein Rahmen aus Stahlprofilen montiert, der sich nahezu starr verhält. Die Seitenwände sind als 10 mm dicke Quarzglasscheiben ausgebildet. Die Stützwand ist eine 10 mm dicke Stahlplatte mit Befestigungspunkten für den Verschiebungsmechanismus und die Kraftaufnehmer (I) der Anker. Diese werden durch Aussparungen der Wand geführt und in den Kraftaufnehmern verschraubt. Bei Kippbewegung wird die Wand

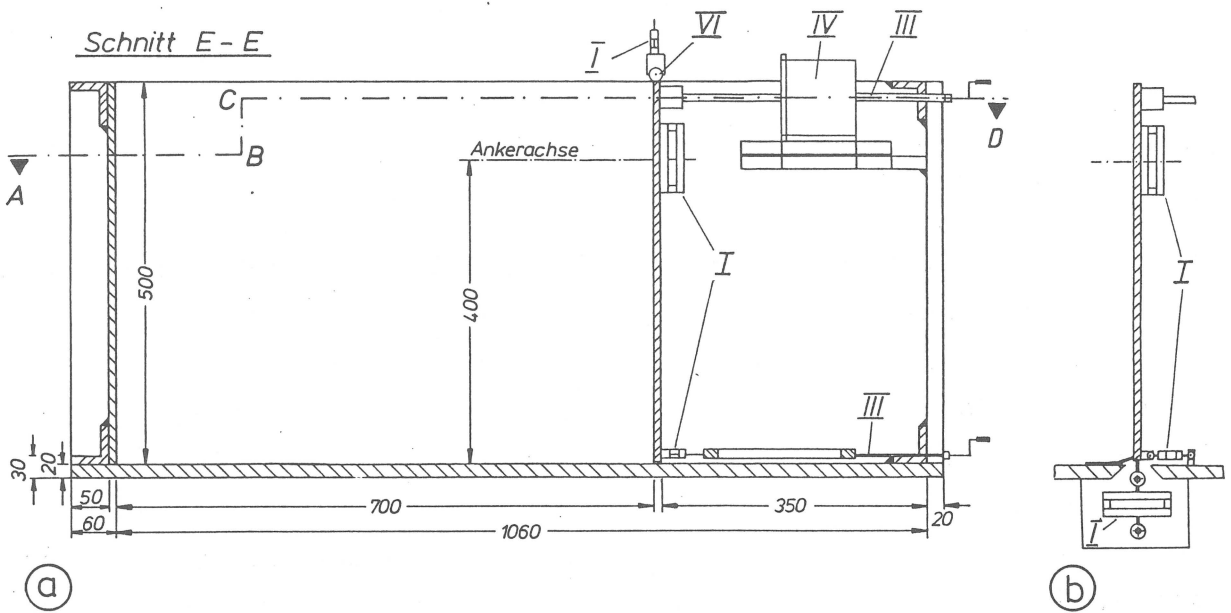


BILD 54: Versuchsstand M1, a) eingerichtet für Parallelverschiebung, b) Wand mit Kippmechanismus (Erläuterung der römischen Zahlen auf Bild 56) - Maße in mm

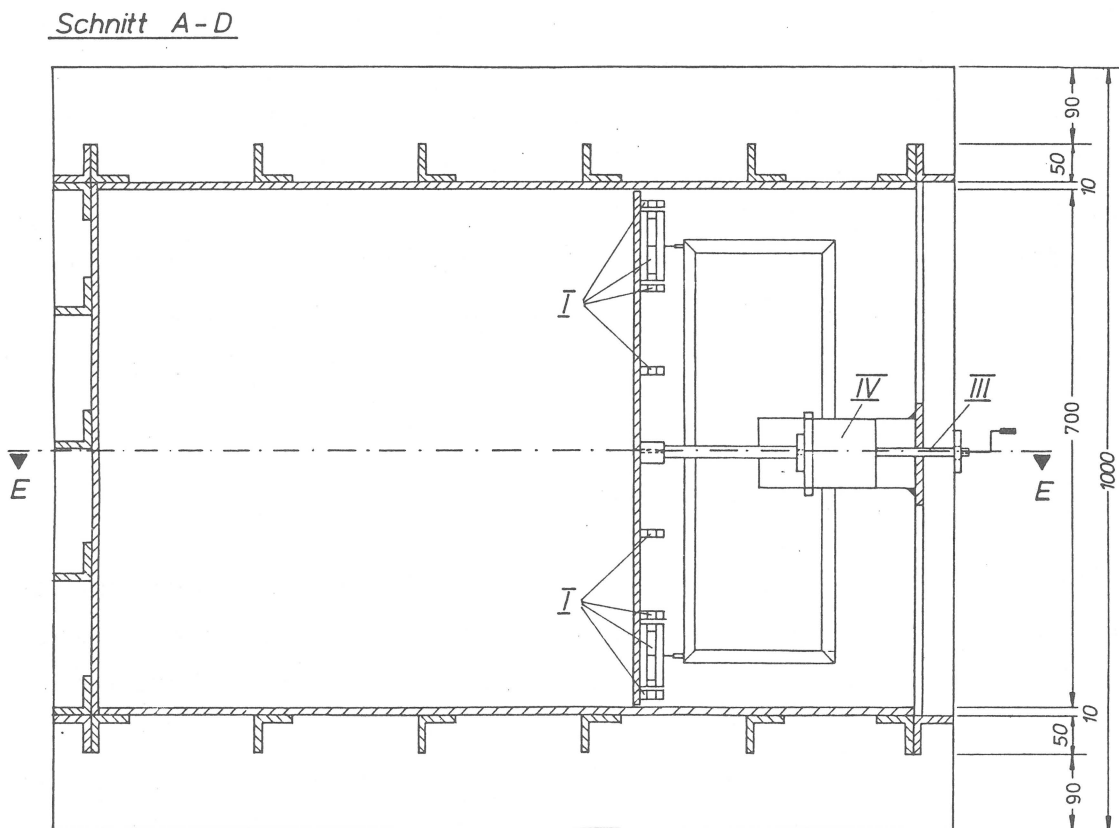


BILD 55: Versuchsstand M1, eingerichtet für Parallelverschiebung - Maße in mm

auf unter der Grundplatte angeordnete Vertikalkraftaufnehmer (I) aufgelagert (Bild 54b). Bei Parallelverschiebung wird die Wand an Kraftaufnehmern (I) aufgehängt, die auf einem auf Rollen (VII) auf den obersten Rahmenriegeln verschiebbaren Querträger aufliegen (Bild 54a). Die horizontalen Lagerkräfte werden am Wandkopf und -fuß von Kraftaufnehmern (I und IV) erfaßt. Die Verschiebung erfolgt über Spindelantriebe (III) mit einer Steigung von 1 mm.

5.1.2 VERSUCHSSTAND M2 (Bilder 56 - 58)

Für den größeren Versuchsstand M2 wurden die Grundabmessungen der o.g. Darmstädter Experimentatoren beibehalten, jedoch neue Seitenwände eingebaut und der äußere feste Rahmen verstärkt. Die Stützwand wurde vollständig neu konstruiert. Sie sollte einerseits wie im Versuchsstand M1 starr sein, andererseits jedoch die Messungen geringer Veränderungen im Erddruck über die Wandlängsrichtung erlauben. Um dies zu erreichen, wurde die Stützwand aus 15 Vertikallamellen (V) aus Profilen U 100 gebildet, die sich horizontal nach vorn über Kraftaufnehmer (I) auf einen beweglichen Rahmen (VIII) aus IPB 120 abstützen. Vertikal sind diese Lamellen über Kraftaufnehmer an zwei Profilen U 200 aufgehängt. Eine leichte Verschiebbarkeit trotz des sehr hohen Eigengewichtes wurde durch vier Rollenlager (VI) zwischen den zwei Profilen U 200 und den obersten Rahmenriegeln erreicht. Die Anker wurden zwischen den Lamellen hindurchgeführt und in Kraftaufnehmer (I) geschraubt, die an einem Gurt aus zwei Profilen U 80 befestigt waren. Der Gurt war in seiner Höhenlage fast beliebig verstellbar an dem beweglichen Rahmen (VIII) angebracht. Die Verschiebung der Wand erfolgte über vier Spindelantriebe (III) mit 1 mm Steigung, die untereinander und mit dem im Verhältnis 1:5 untersetzten Kurbelantrieb über Kette und Zahnräder verbunden waren. Eine Umdrehung des Antriebs bedeutete somit einen Vorschub von 0.2 mm. In den Spindelantrieben und dem Kraftübertragungsmechanismus von den Spindeln auf die Wand sollte während des Versuchs ein Vorzeichenwechsel der Kraft

vermieden werden, da immer vorhandenes Lagerspiel bei Vorzeichenwechsel zu Meßfehlern führen kann. Die Umkehr der Lastrichtung im Vorschubsystem entstand dadurch, daß der Erddruck bei Versuchsbeginn zu Zugspannungen in den Kraftaufnehmern (IV) an den Antriebsspindeln führte, während bei zunehmender Verschiebung durch die Mobilisierung der Ankerkräfte Druckkräfte auftraten. Aus diesem Grund wurde die Wand mithilfe von Totlasten (X) so vorgespannt, daß im Antrieb stets Druckkräfte wirkten.

5.1.3 VERGLEICH DER ABMESSUNGEN MIT STÜTZWÄNDEN IN SITU

Um mit den Modellversuchen realistische Abmessungen zu simulieren, wurden in der Literatur (z.B. Finke, 1950 und 1956; Bauer, 1966; Schmidt, 1966; Littlejohn, 1972; Shields et al., 1978; Gigan, 1984; Pötscher et al., 1984) folgende repräsentative Abmessungen gefunden:

- h_0 / H von 0 bis 0.47
- a / H von 0.07 bis 0.26
- l / H von 0.76 bis 1.43

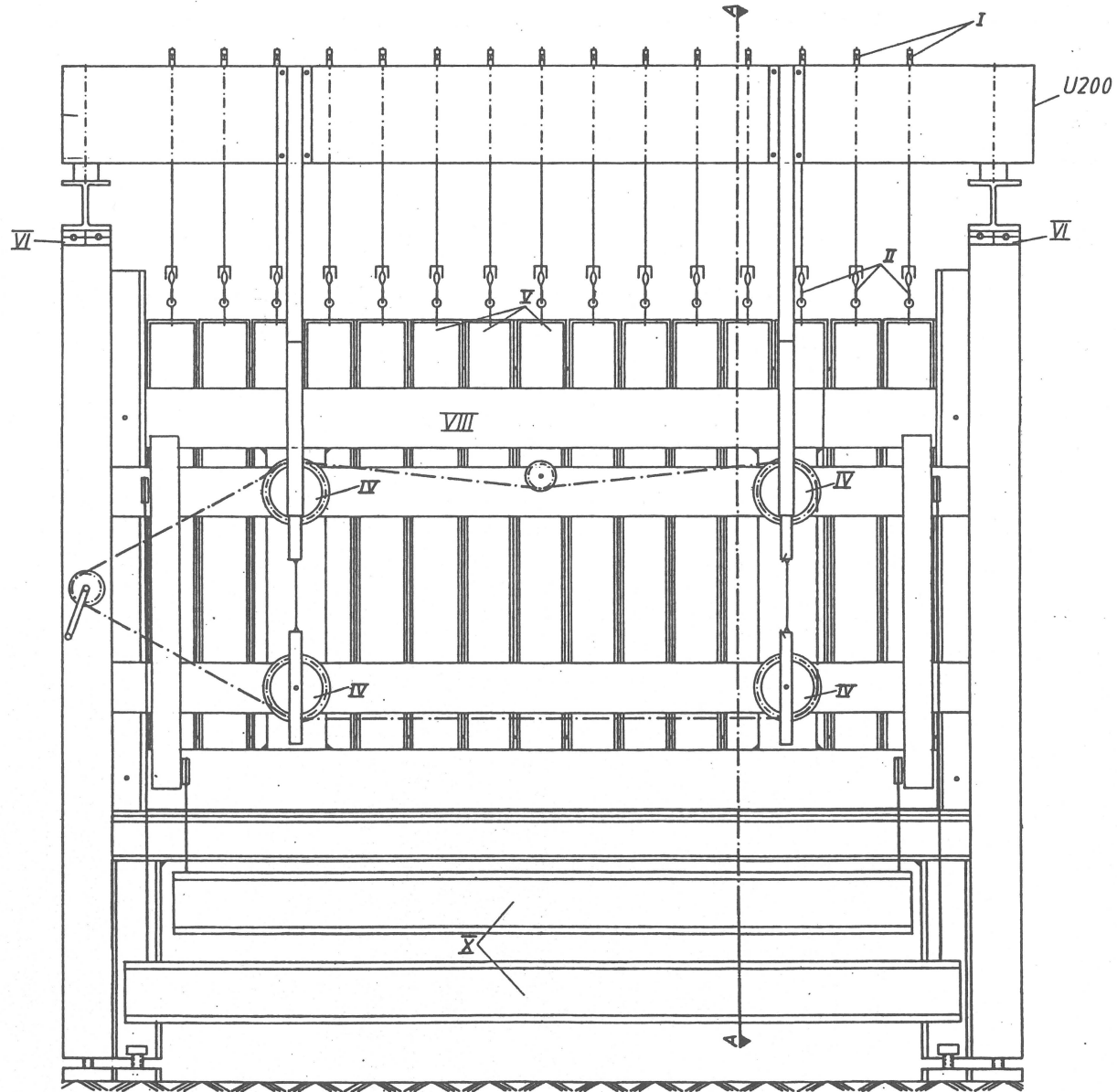
Es wurden für die Modellversuche folgende Abmessungen gewählt:
Versuchsstand M1 (Wandhöhe $H = 0.5$ m)

- $h_0 / H = 0.20$
- $l / H = 0.6$ bis 1.2
in den Stufen 0.6, 0.8, 1.0, 1.2
- $a / H = 0.175$ bis 1.4
in den Stufen 0.175, 0.20, 0.28, 0.35, 0.70, 1.40

Versuchsstand M2 (Wandhöhe = Füllhöhe $H = 0.8$ m)

- $h_0 / H = 0.31$ und 0.19
- $l / H = 0.94$
- $a / H = 0.25$ bis 2.0
in den Stufen 0.25, 0.5, 1.0, 2.0

Vorderansicht



- I:** Kraftaufnehmer (Meßbalken)
- II:** Gelenkösen (Gelenkköpfe DIN 648, Gabelgelenke DIN 71751)
- III:** Spindeltrieb
- IV:** Kraftaufnehmer (Zug/Druckdose)
- V:** Vertikallamelle
- VI:** Rollenlager
- VII:** Gurt (2U80)
- VIII:** beweglicher Rahmen
- IX:** Wegaufnehmer
- X:** Vorspanneinrichtung

BILD 56: Versuchsstand M2

Schnitt A-A

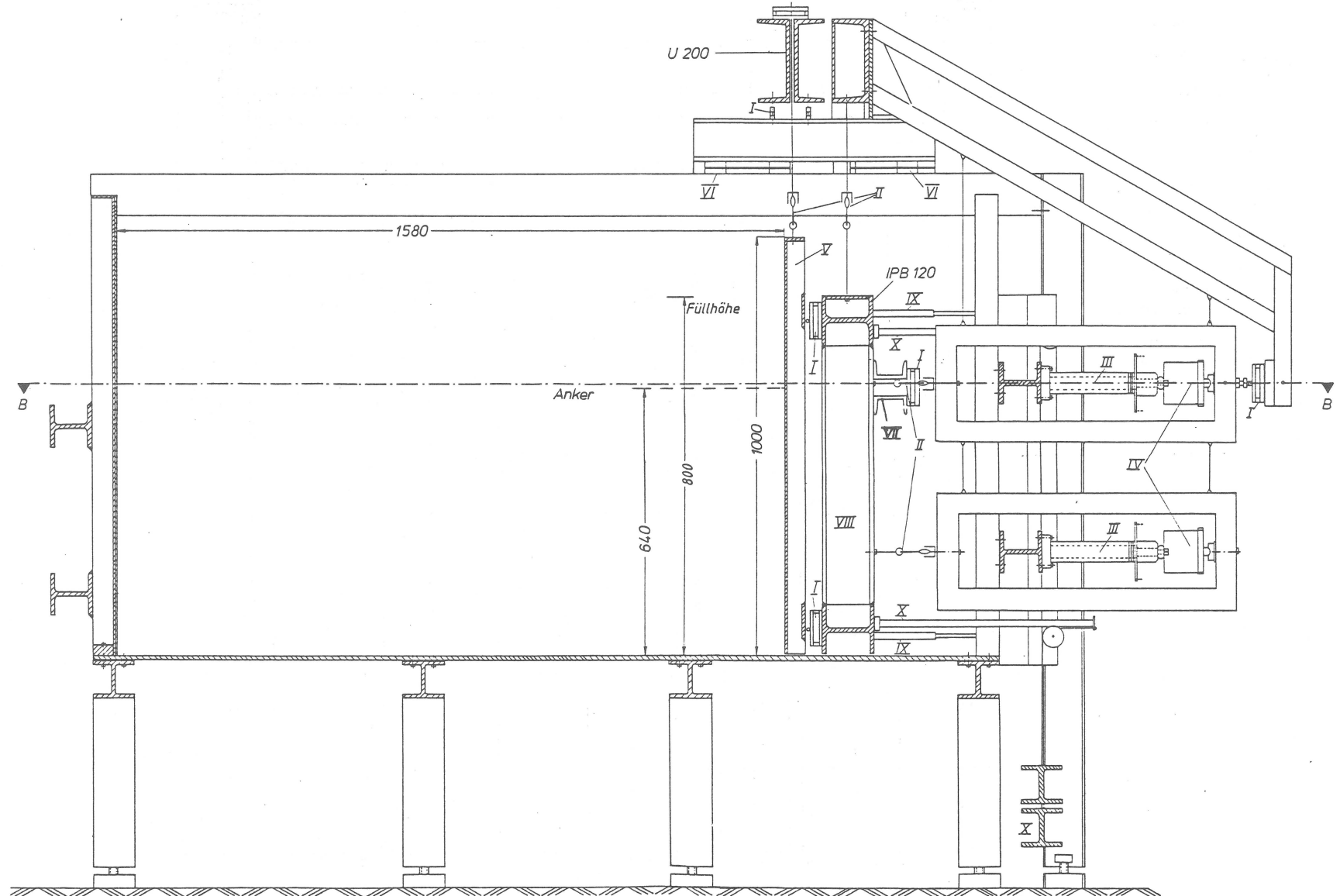
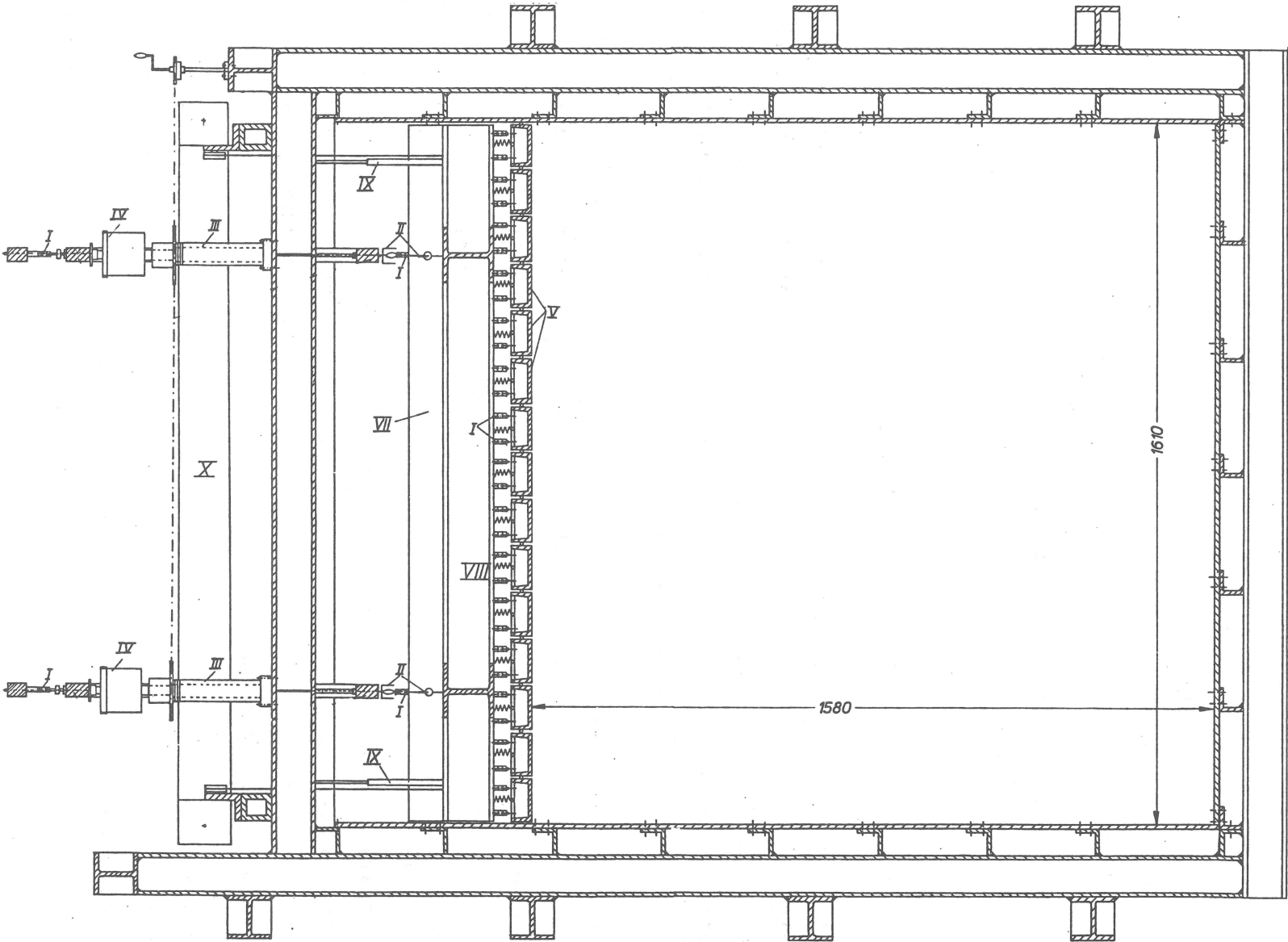


BILD 57: Versuchsstand M2 (Maße in mm)

Schnitt B-B



- I: Kraftaufnehmer (Meßbalken)
- II: Gelenkösen (Gelenkköpfe DIN 648, Gabelgelenke DIN 71751)
- III: Spindeltrieb
- IV: Kraftaufnehmer (Zug/Druckdose)
- V: Vertikallamelle
- VI: Rollenlager
- VII: Gurt (2U80)
- VIII: beweglicher Rahmen
- IX: Wegaufnehmer
- X: Vorspanneinrichtung

BILD 58: Versuchsstand M2 (Maße in mm)

5.1.4 EINFLUSSGRÖSSEN

Einflüsse auf die Ausbildung einer tiefen Gleitfuge werden erwartet von den Parametern:

- Wichte des Bodens
- innerer Reibungswinkel bzw. Lagerungsdichte
- Länge des Ankers
- Abstand der Anker untereinander
- Neigung des Ankers
- Tiefenlage des Ankers bzw. Überankerhöhe
- Rauigkeit des Ankers (= mobilisierbare Mantelreibung)

Diese Parameter, mit Ausnahme der Neigung, was später noch begründet wird, wurden systematisch untersucht.

5.1.5 ERZWINGEN DES BRUCHZUSTANDES

Das Erreichen des Bruchs auf der tiefen Gleitfuge ist durch mannigfaltige Einwirkungen zu erreichen. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, ist es erforderlich, eine möglichst einfache, bei allen Versuchen gleiche Vorgehensweise zu wählen. Dazu sind folgende Überlegungen angestellt worden:

Abgraben vor der Wand führt nur unter ganz bestimmten Randbedingungen zum Bruch auf der tiefen Gleitfuge. Sind diese nicht gegeben, entsteht entweder gar kein Bruch, oder es versagt (bei hoch dimensionierten Ankern) das Erdauflager, ein Fall, der hier gar nicht untersucht werden soll. Je nach Einbindetiefe der Wand im Augenblick des Bruches erhält man unterschiedliche statische Systeme, nämlich freie Fußauflagerung, volle oder teilweise Fußspannung, also Fälle, die nicht miteinander vergleichbar sind. Ebenso vielfältig kann die sich bei Abgraben einstellende Bewegung der Wand sein.

Die Steigerung einer Flächenlast auf der Sandoberfläche bis zum Bruch des Verankerungssystems bedingt je nach Ankerzahl und -art unterschiedlich große Anteile der Erddrucklast aus Bodeneigengewicht und Auflast, wobei der Anteil der Auflast denjeni-

gen aus Eigengewicht um ein Vielfaches übersteigen kann. Da die Versuche auch Auskunft geben sollen, ob der Erddruck durch verschiedene Ankersysteme unterschiedlich beeinflusst wird, sollte für den Erddruck nur ein Parameter, nämlich das Bodeneigengewicht bestimmend sein, weshalb auf eine Auflast als bruchauslösende Einwirkung verzichtet wurde. Ein Kohäsionsanteil am Erddruck war durch die Verwendung trockenen Sandes als Versuchsmaterial von vornherein ausgeschlossen.

Neben einem einheitlichen statischen System und einem stets nur durch das Bodeneigengewicht bestimmten Erddruck sollten auch die Wandbewegungen in den Versuchen möglichst einheitlich verlaufen. Der Bruch auf der tiefen Gleitfuge wurde daher durch kontrolliertes aktives Verschieben der Wand, d.h. eine Bewegung vom gestützten Boden weg, herbeigeführt. Die Wandbewegung wurde dabei auf zwei grundlegende Mechanismen, die Parallelverschiebung und die Drehung um den Wandfußpunkt, beschränkt.

Nach einigen Kontrollversuchen wurde darauf verzichtet, an den Seitenwänden eine Schmierung anzubringen (Erdemgil, 1974; Wolff, 1975), da die Ausbildung der Gleitfuge nur in Randbereichen geringer Ausdehnung durch die Seitenwandreibung beeinflusst wurde.

Form und Lage der tiefen Gleitfuge erwiesen sich als unabhängig davon, ob sich unter der Stützwand eine Sandschicht befand, oder ob die Stützwand bis zur Grundplatte des Versuchstandes reichte. Für die systematischen Untersuchungen wurde daher auf eine Sandschicht unter der Stützwand verzichtet, wodurch Einsparungen in der Füllmenge und damit in der Versuchsdauer erzielt werden konnten.

5.1.6 MODELLANKER

Zur Simulation von Krafteinleitungsstrecken wurde von den allgemein üblichen Verfahren sand- oder sandpapierbeklebter Ankerkörper (z.B. Gäbler/Gudehus, 1983; Erdemgil, 1974; Werner, 1971) abgewichen und einer Anregung von Professor Erdemgil von der Middle East Technical University, Ankara, während seiner Zeit als Gastprofessor am Institut gefolgt: Um mit dem einzelnen Anker möglichst große Kräfte in den Boden einleiten zu können, wurde die Verpreßstrecke ähnlich ausgebildet wie die in Modellversuchen und in situ eingesetzten "multiple underreamed piles" (Jain/Gupta, 1968; Basset, 1977), "multibelled piles" (Tan/Hanna, 1974) oder die Multihelixanker (Clemence/Pepe, 1984): In regelmäßigen Abständen sind senkrecht zur Ankerachse Scheiben angeordnet, wodurch ein zylinderförmiger Bruchkörper mit einem Durchmesser ungefähr gleich dem Scheibendurchmesser entsteht, wenn die Abstände der Scheiben nicht zu groß sind. Im Vergleich zu sandbeklebten zylinderförmigen Körpern können damit höhere Kräfte auf den Boden übertragen werden.

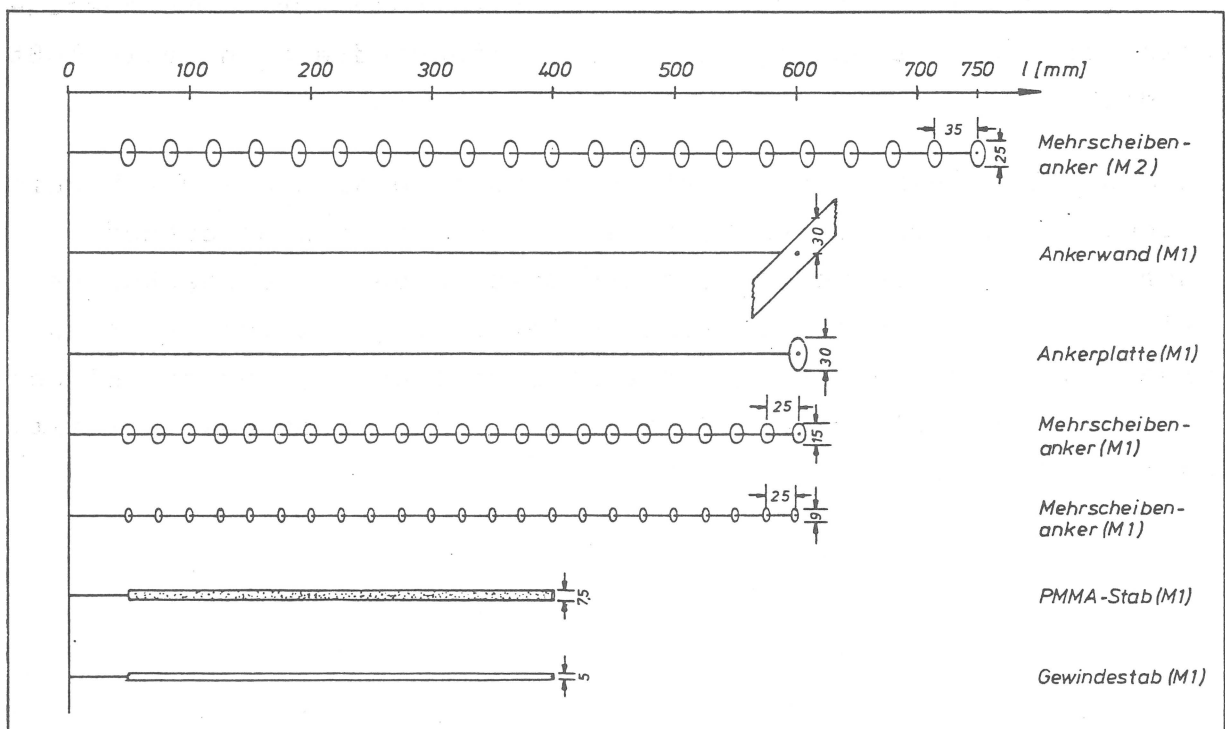


BILD 59: Modellanker

Zu Vergleichszwecken wurden auch andere Ankerkörper untersucht (Gewindestab, Polymethylmetacrylat-(PMMA-, Plexiglas-)stab, sand-beklebte Zylinder). Zur Simulation von Ankerwänden wurden eine oder mehrere 30 mm hohe Stahlschienen benutzt, Ankerplatten wurden durch Scheiben von 30 mm Durchmesser modellmäßig abgebildet. Bild 59 gibt eine Übersicht über die verwendeten Ankerkörper.

5.1.7 MESSAUFGABE UND MESSWERTERFASSUNG

Zur Beurteilung der Einflüsse auf die Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge müssen gemessen werden können:

- die Wandbewegung
- der Erddruck
- die Ankerkräfte
- die Geometrie der sich ausbildenden Gleitfugen

Um die Bruchflächen im Innern des Bodenbereichs nach dem Versuch feststellen zu können, wurden nach einem Vorschlag von Professor Erdemgil horizontale Gipsschichten eingestreut, die bei Durchfeuchtung des Sandes nach Versuchsende zu festen Schichten aushärten und beim Ausbau gut zu vermessen sind, so daß über den Verlauf der Gleitfugen horizontal wie vertikal ausreichend Information erhalten wird (Bild 60). Kontrollversuche zeigten, daß durch die Gipsschichten kein Einfluß auf die Ausbildung der Gleitfugen ausgeübt wird.

Die Messungen der Wandverschiebungen erfolgten mit Wegaufnehmern der Fa. Hottinger an den vier Eckpunkten der Stützwand (IX in den Bildern 56 - 58). Die Kraftmessungen wurden z.T. mit Hottinger-Druckdosen (IV), z.T. mit Kraftaufnehmern eigener Herstellung (I) durchgeführt. Diese Art von Kraftaufnehmern wurde bereits früher beschrieben (Wanoschek, 1972). Sie sind für den aktuellen Einsatz leicht modifiziert worden. Im Versuchsstand M1 waren für bis zu 9 Anker, an den drei horizontalen und den zwei vertikalen Lagerpunkten der Wand Kraftaufnehmer angebracht. Die Ankerkraft und die vertikale Erddrucklast konnten dadurch direkt gemessen werden, die horizontale Erddrucklast konnte aus den

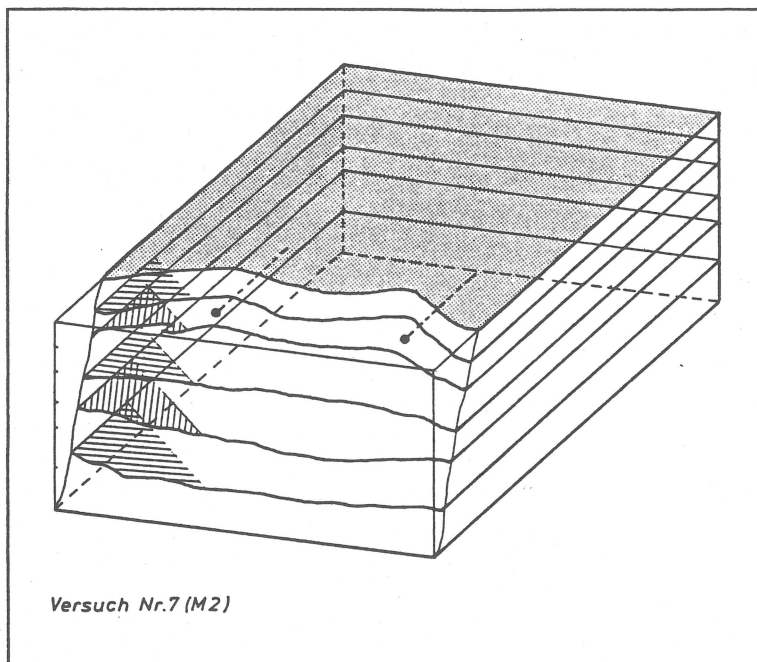


BILD 60:
Gipsschichten zur räumlichen
Erfassung der Gleitfuge

Meßwerten der Anker- und Lagerkräfte berechnet werden. Im Versuchsstand M2 wurden je Lamelle 3 Aufnehmer zur Messung der horizontalen und ein Aufnehmer zur Messung der vertikalen Lagerkräfte vorgesehen, außerdem je 1 Aufnehmer für die bis zu 16 Anker. Vier Kraftaufnehmer unter den zwei Profilen U 200, an denen die Vertikallamellen aufgehängt waren, dienten zur Kontrolle der Summe der Vertikalkräfte, vier Druckdosen (IV) an den Vortriebsspindeln zur Kontrolle der Summe der Horizontalkräfte.

Im Versuchsstand M2 konnten alle zwischen Stützwand und Boden wirkenden Kräfte (horizontaler und vertikaler Erddruck, Ankerkräfte) unabhängig von den Kräften im Verschiebungsmechanismus gemessen werden. Diese beeinflussen nur die zur Kontrolle durchgeführten Messungen der horizontalen Kräftesummen.

Die Meßwerterfassung erfolgte nach anfänglichem Einsatz eines Manuellen Kompensators über eine Vielstellenmeßanlage der Fa. Hottinger (UPH 3200). Diese Anlage erlaubte es, in Kombination mit einem Tischrechner Commodore CBM 8032 die 90 Meßstellen des Versuchsstandes M2 in so kurzer Zeit abzufragen, daß keine Verfälschungen durch Meßwertänderungen während der Meßzeit zu er-

warten waren. Die Meßwerte wurden formatiert ausgedruckt und auf Diskette gespeichert, was eine spätere Auswertung oder zeichnerische Darstellung mit einem Plotter ermöglichte. Einen Überblick über die Datenerfassung gibt das Diagramm Bild 61.

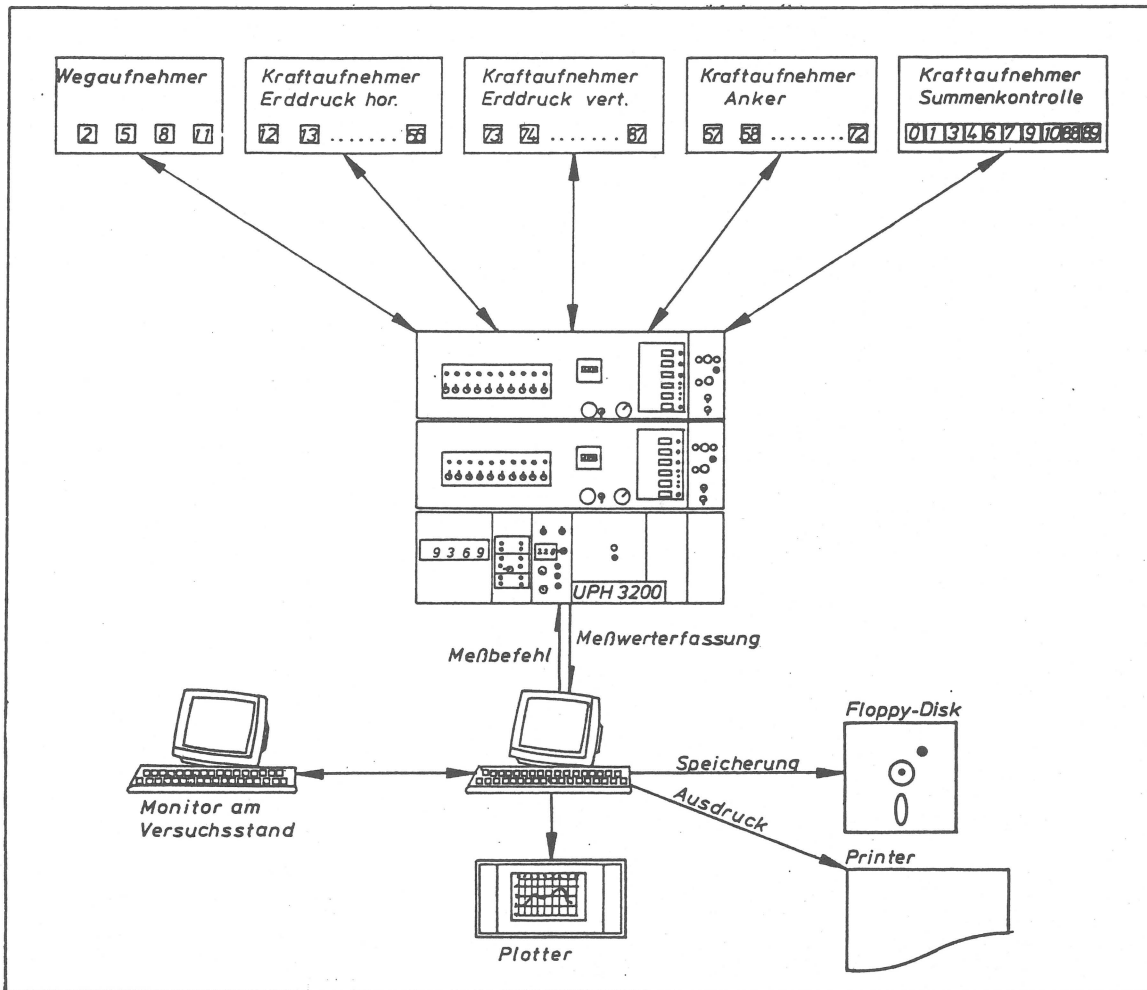


BILD 61: Meßwertfassung und -verarbeitung

5.2 VERSUCHSSAND

Als Versuchssand wurde ein Sand aus der Umgebung Darmstadt ausgewählt, der schon häufiger für Modellversuche eingesetzt worden war, und dessen Kennwerte oft und mit guter Reproduzierbarkeit bestimmt worden sind. Durch die Entwicklung des schon erwähnten Materialgesetzes für diesen Sand zum Einsatz in numerischen Berechnungsverfahren (Arslan, 1980), liegt über diesen Boden ein Maximum an Informationen vor. Es handelt sich um einen luftgetrockneten Mittel- bis Grobsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl $U = 2.2$ und einer Krümmungszahl $C_c = 0.96$. Die Kornverteilung ist in Bild 62 angegeben. Porenanteil und Porenzahl bei lockerster und dichtester Lagerung lauten:

$$n_{\max} = 0.456, \quad e_{\max} = 0.838, \quad n_{\min} = 0.327, \quad e_{\min} = 0.486$$

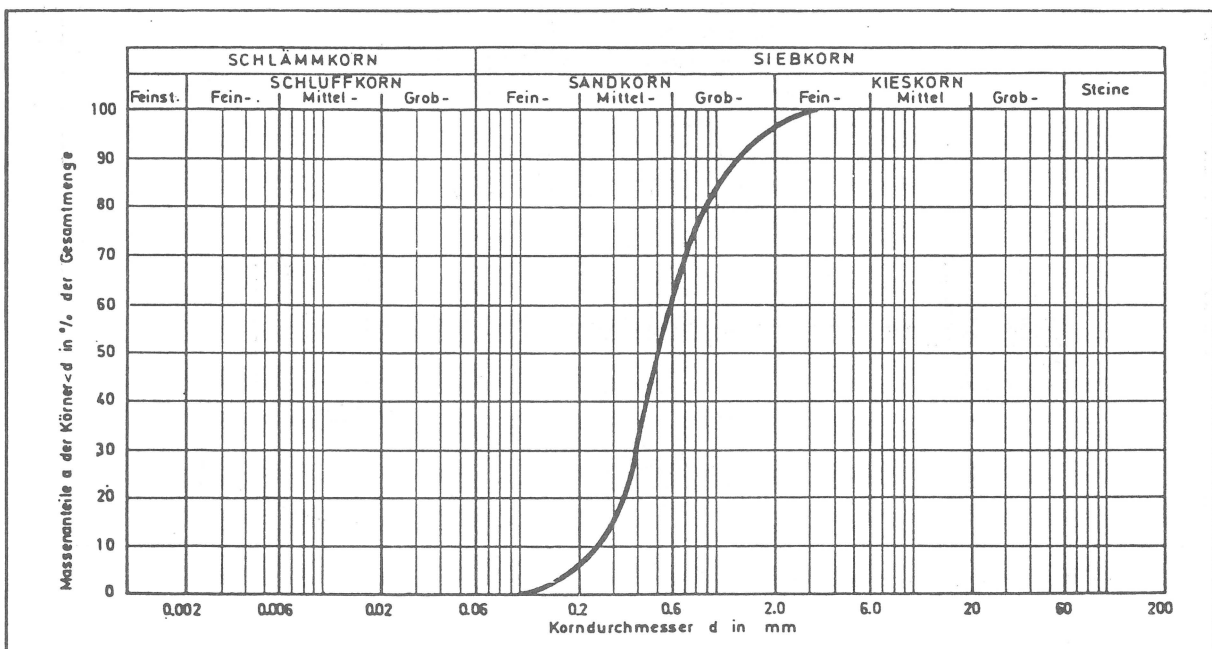


BILD 62: Kornverteilung des Versuchssandes

5.2.1 EINBAUVERFAHREN

Der Sand wurde für den Großteil der Versuche dicht bis sehr dicht ($D = 0.82 \pm 0.05$), für Vergleichsversuche locker bis mitteldicht ($D = 0.31 \pm 0.01$) eingebaut. Die Homogenität wurde kontrolliert, indem die Dichte schichtweise bestimmt wurde. Als Einbauverfahren wurde das in Darmstadt bewährte Rieselverfahren mittels Fallrohr und Streukegel benutzt (Bild 63). Gleichmäßiger flächiger oder linienförmiger Sandregen, wie von anderen Experimentatoren benutzt (z.B. Erdemgil, 1974; Wernick, 1978) wurde nicht angewandt, um um die Anker herum ein möglichst homogenes Bodengefüge zu erreichen. Bei flächigem Sandregen waren ausgeprägte Schichtungen festgestellt worden (Mayer, 1983). Die Anker sollten nicht auf eine Sandebene aufgelegt werden, sondern in ihrer Lage fixiert sein, bevor der Sandpegel die Höhe der Ankerlage erreicht. Flächiger Sandregen hätte in diesem Fall einen Rieselschatten zur

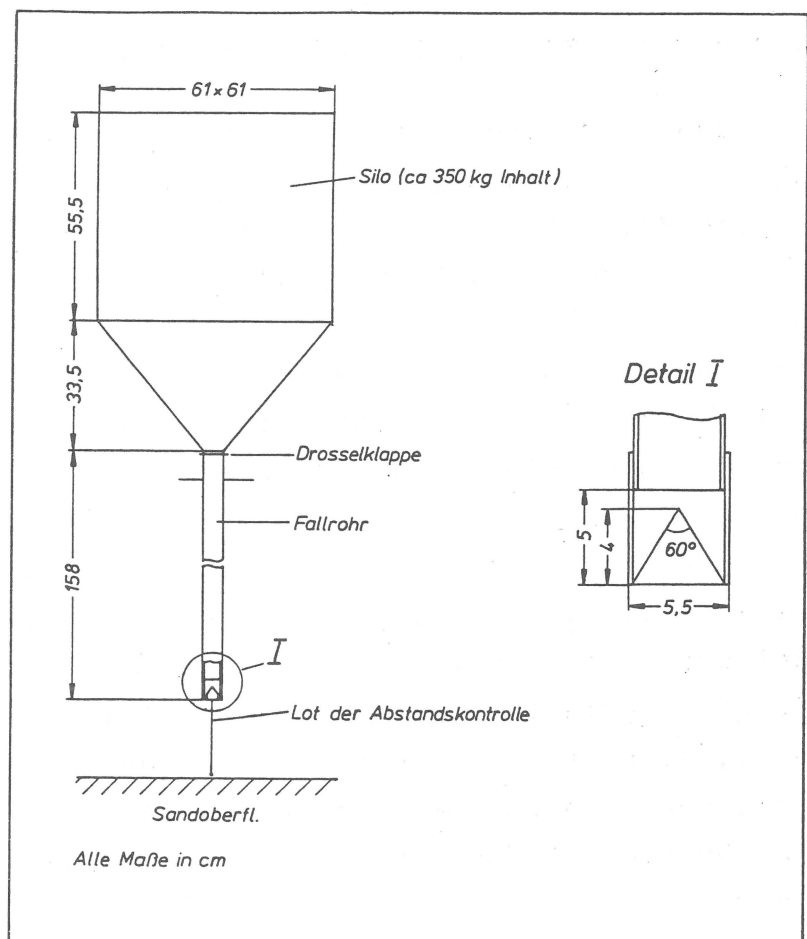


BILD 63:
Rieseleinrichtung

Folge, der die Ergebnisse beeinträchtigen würde. Durch Variation der Fallhöhe und des Streukegelwinkels kann bei dem gewählten Einbauverfahren die gewünschte Lagerungsdichte erreicht werden. Für die dichte Lagerung von im Mittel $D = 0.8$ wurde ein Streukegel mit einem Öffnungswinkel von 60° und eine Fallhöhe von 15 cm bei gleichbleibender Austrittsöffnung an der Unterkante des Rieselsilos gewählt. Für die lockere Lagerung von im Mittel $D = 0.3$ wurde der Streukegel entfernt und der Sand dem Kontraktorverfahren ähnlich ohne Fallhöhe ausfließen gelassen. Da die Versuche mit lockerer Lagerung vorwiegend Kontrollcharakter hatten, wurde die bei dieser Lagerungsdichte unvermeidliche Inhomogenität in Kauf genommen. Lagenweises Einbauen und Verdichten durch Stampfen, wie z.B. von Raju/Thomas (1981) oder Clemence/Pepe (1984) angewandt, würden eine zu unhomogene Bodenmasse bewirken und mit Sicherheit die Gleitflächengeometrie beeinflussen.

5.2.2 BESTIMMUNG DES INNEREN REIBUNGSWINKELS

Für den Sand wurden in Laborversuchen Reibungswinkel von 36° für lockere Lagerung und 39.5° bis 40.5° je nach Spannungsniveau für dichte Lagerung ermittelt (Wolff, 1975). Da jedoch die Bestimmung des Reibungswinkels abhängig ist von der verwendeten Versuchstechnik (es ergeben sich nach Lee (1970) Unterschiede von 8° bei Bestimmung des Reibungswinkels im Triaxial- oder direkten Schergerät) und außerdem von dem jeweiligen Spannungsniveau (gerade im Bereich kleiner Spannungen), wie von Ladany (1960), Ponce/Bell (1971), Charles/Watts (1980) und Dickin/Leung (1983) festgestellt worden war, wurde darauf verzichtet, in Laborversuchen den Reibungswinkel zu bestimmen. Bei den durchgeführten Versuchen wurde zum einen der aktive Erddruck gemessen und zum anderen die Geometrie des aktiven Gleitkeils bestimmt. Damit waren zwei unabhängige Bestimmungsmöglichkeiten für den Reibungswinkel gegeben, wobei man von der Gültigkeit des Coulomb'schen Erddruckansatzes ausgehen kann.

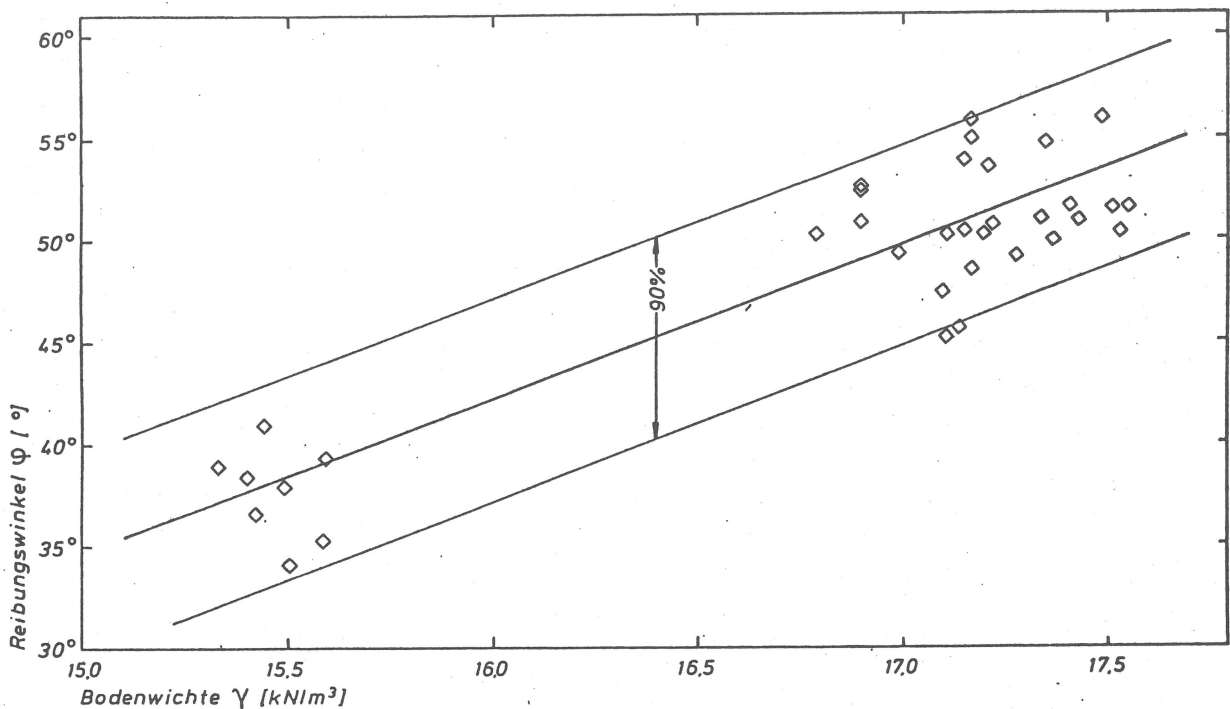


BILD 64: Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Bodenwichte im Versuchsstand M1

Die Formeln für den aktiven Gleitflächenwinkel

$$(1) \quad \vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot} \left[\tan(\alpha + \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{-\sin(\beta - \varphi) \cdot \cos(\delta - \alpha)}} \right]$$

und den Erddruckbeiwert

$$(2) \quad K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

lassen sich mit einem programmierbaren Taschenrechner leicht iterativ nach dem Reibungswinkel auflösen. Für die Versuche ergaben sich aus beiden Formeln übereinstimmende Ergebnisse. Durch diese Vorgehensweise wurden Referenzwerte erhalten, die den Bedingungen des Versuchsstandes vom Spannungsniveau her entsprachen und für die weitere Auswertung keiner Korrektur bedurften. Den Zusammenhang zwischen Bodenwichte und Reibungswinkel im Versuchsstand M1 zeigt Bild 64.

5.3 ANKERZUGVERSUCHE

Vor Beginn der Versuche mit Verschieben oder Verdrehen der Stützwand (im folgenden Systemversuche genannt), wurden Ankerzugversuche mit den schon beschriebenen Ankermodellen (Bild 59) entsprechend den Versuchsbedingungen der DIN 4125 durchgeführt. Die übertragbare Kraft je lfdm. Krafteinleitungsstrecke betrug im Mittel bei 0.1 m Überdeckung

- bei Gewindestäben (Ø 5 mm) 38 N/m
- bei glatten PMMA-Stäben (Ø 7 mm) 20 N/m
- bei besandeten Stäben (Ø 7 mm) 113 N/m
- bei Mehrscheibenankern (Ø 9 mm) 206 N/m
- bei Mehrscheibenankern (Ø 15 mm) 275 N/m
- bei Mehrscheibenankern (Ø 25 mm) 460 N/m

Für den Versuchsstand M1 wurden Scheiben mit 15 mm Durchmesser und 30 mm gegenseitigem Abstand, für den Versuchsstand M2 Scheiben mit 25 mm Durchmesser und 35 mm Abstand gewählt, um einerseits möglichst hohe Kräfte vom Anker auf den Boden übertragen zu können, andererseits aber den Ankerdurchmesser nicht überdimensional werden zu lassen.

5.3.1 VERGLEICH ANKERPROTOTYP - MODELL

Um die Vergleichbarkeit der mit den Modellankern übertragbaren Kräfte mit denjenigen von Prototypen größenordnungsmäßig sicherzustellen, wird beispielhaft ein Maßstabsvergleich mit einer 10 m hohen Wand angestellt. Für die Modellwand des Versuchsstandes M1 erhält man einen Längenmaßstab von $\lambda = 1000 / 50 = 20$, für den Versuchsstand M2 $\lambda = 1000 / 80 = 12.5$. (Die Werte für M2 werden im folgenden in Klammern hinter denjenigen für M1 angegeben.)

Um mechanische Ähnlichkeit zu erhalten, müssen die dimensionslosen Parameter, mit denen ein Problem beschrieben werden kann, im Modell (mit ' gekennzeichnet) und Prototyp gleiche Werte aufweisen. Im vorliegenden Fall wird ein Einfluß im wesentlichen

von folgenden Parametern erwartet (vgl. Krebs Ovesen, 1979):

- Ankerkraft A
- Ankerlänge l
- Ankerdurchmesser d
- Bodenwichte γ
- mittl. Reibungswinkel zwischen den Körnern φ_k
- mittl. Kornbruchspannung σ_k
- mittl. Korndurchmesser d_k
- mittl. Steifigkeit der Einzelkörner E_k

Es muß also gelten:

$$(3) \quad \frac{d}{l} = \frac{d'}{l'} \quad \text{bzw.} \quad \frac{d}{d'} = \frac{l}{l'} = \lambda$$

$$(4) \quad \frac{A}{\gamma \cdot l^3} = \frac{A'}{\gamma' \cdot l'^3} \quad \text{bzw.} \quad \frac{A}{A'} = \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \left(\frac{l}{l'}\right)^3 = \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \lambda^3$$

$$(5) \quad \frac{d_k}{l} = \frac{d'_k}{l'} \quad \text{bzw.} \quad \frac{d_k}{d'_k} = \frac{l}{l'} = \lambda$$

$$(6) \quad \frac{E_k}{\gamma \cdot l} = \frac{E'_k}{\gamma' \cdot l'} \quad \text{bzw.} \quad \frac{E_k}{E'_k} = \frac{\gamma \cdot l}{\gamma' \cdot l'} = \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \lambda$$

$$(7) \quad \frac{\sigma_k}{\gamma \cdot l} = \frac{\sigma'_k}{\gamma' \cdot l'} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\sigma_k}{\sigma'_k} = \frac{\gamma \cdot l}{\gamma' \cdot l'} = \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \lambda$$

Die letzten drei Forderungen sind mit 1-g-Modellversuchen mit natürlichem Sand nicht erfüllbar. Der Einfluß des mittleren Korndurchmessers d_k ist dann vernachlässigbar, wenn das Verhältnis von Korndurchmesser zu charakteristischen Größen (z.B. Fundamentabmessungen, hier ggf. Wandhöhe, Ankerabstand) ausreichend groß ist. Krebs Ovesen (1979) zeigt auf, daß bei einem

Verhältnis Fundament- zu Korndurchmesser größer 30 kein Maßstabseinfluß festzustellen war, so daß dies auch für die Modellwand angenommen werden kann.

Vernachlässigt man den Einfluß der Kornbruchspannung und der Steifigkeit der Einzelkörner, was für die primär qualitativ ausgerichteten Versuche zulässig erscheint, und setzt gleiches Bodenmaterial in Modell und Prototyp voraus, dann erhält man für den Maßstabsfaktor der Kraft λ^3 , denjenigen der Spannungen λ und für eine Kraft je lfdm. den Maßstabsfaktor λ^2 .

Soll z.B. ein Verpreßanker gemäß den Versuchen von Jelinek/Scheele (1977) simuliert werden, so ergeben sich folgende Zusammenhänge:

| | Prototyp | Modell M1 | (M2) |
|-------------------------|-----------------------|-------------|---------------------------|
| Länge d. Verpreßstrecke | 2 - 6 m | erf.: 10-30 | (16-50) mm |
| Durchmesser | 80 mm | erf.: 4.0 | (6.4) mm |
| | | vorh.: 15.0 | (25.0) mm |
| Kraft / lfdm. | 75 kN/m | erf.: 188 | (480) N/m |
| | | vorh.: 275 | (460) N/m |
| Mantelreibung | 0.3 MN/m ² | erf.: 15.0 | (24.0) kN/m ² |
| | | vorh.: 5.7 | (5.8) kN/m ² |

Hinsichtlich der Ankerkraft je lfdm. kann der durch die Verpreßkörperlänge vorgegebene Modellmaßstab eingehalten werden. Allerdings sind dafür größere Durchmesser der Anker erforderlich, wodurch auch ein Maßstabsfehler bei der Mantelreibung entsteht. Es ist jedoch anzunehmen, daß der vergrößerte Durchmesser keinen wesentlichen Einfluß bei den Systemversuchen ausübt. Wegen der in situ oft erheblichen Abweichungen der Verpreßstrecken von der Zylinderform erscheint zudem der Bezug auf Kraft je lfdm. Kraft-einleitungsstrecke sinnvoller als auf die Mantelreibung.

5.3.2 TIEFENABHÄNGIGKEIT

Die Ankerzugversuche wurden im Versuchsstand M1 in den Tiefenlagen 0.1, 0.2 und 0.3 m unter der Sandoberfläche durchgeführt, was in der Natur bei dem oben gewählten Maßstabsfaktor $\lambda = 20$ einer Tiefe von 2, 4 und 6 m unter Gelände entspricht. Dabei zeigte sich eine starke Tiefenabhängigkeit der übertragbaren Kraft, die in situ so nicht zu beobachten ist, bei Modellversuchen jedoch stets auftritt (vg. Werner, 1971): in situ wird davon ausgegangen, daß etwa ab 2-3 m unter Gelände die Mantelreibung eines Verpreßankers vom Überlagerungsgewicht unabhängig ist (Kramer/Rizkallah, 1975; v. Soos, 1973). Die Tiefenabhängigkeit ist um so stärker, je rauher der Modellanker ausgebildet ist. Ankerkörper aus PMMA zeigten bereits ab 0.2 m Überdeckung keinen Zugkraftzuwachs mehr mit der Tiefe, während bei Mehrscheibenankern bis in die tiefste untersuchte Lage eine Zunahme zu beobachten war. Sandbeklebte Zylinder lagen in ihrer Charakteristik dazwischen (Bild 65). Diese starke Abhängigkeit hätte dazu geführt, daß bei mehreren Ankerlagen derselbe Anker im Modell in Abhängigkeit von seiner Tiefenlage ein unterschiedliches Tragverhalten gezeigt hätte, während in der Natur von gleichen Ankern gleiche Reaktionen zu erwarten sind. In den Versuchen müßten also für eine bestimmte Anordnung der Ankerlagen verschiedene, aber genau aufeinander abgestimmte Modellanker eingesetzt werden. Das dafür notwendige Auswahlverfahren hätte einen sehr großen Aufwand erfordert, für die angestrebten grundsätzlichen Auskünfte der Modellversuche aber keine dementsprechende Verbesserung bedeutet.

Ebenso ändert sich das Tragverhalten bei Variation der Ankerneigung durch die unterschiedliche Tiefenlage des Schwerpunkts der Krafteinleitungsstrecke. Bei starker Neigung ist sogar mit einer Änderung der Kraftübertragung entlang der Krafteinleitungsstrecke zu rechnen. In diesem Fall ist die Abbildung eines Prototyps (der diese Abhängigkeit nicht aufweist) im Modell kaum realisierbar. Daher wurde bei den Systemversuchen auf die Variation der Neigung der Anker verzichtet, ebenso auf mehrlagige Verankerung (bis auf einige Vorversuche mit 3 Ankerlagen).

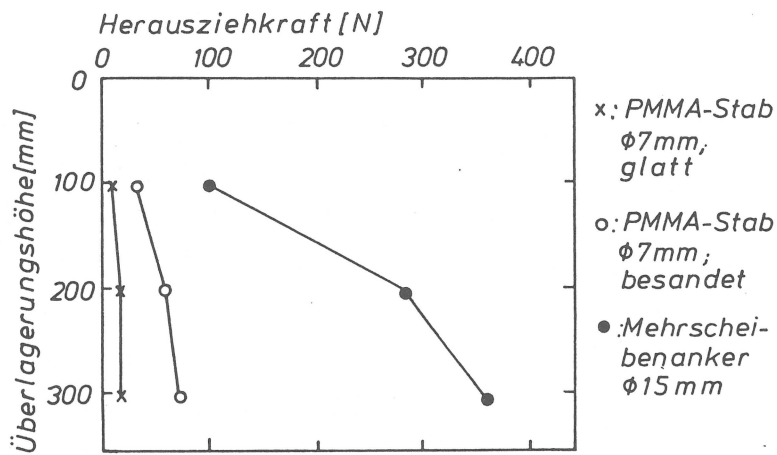


BILD 65:
Tiefenabhängigkeit
der Ankerkräfte
 $l=l_0=300$ mm, $D=0.8$
horizontal gezogen

5.3.3 SCHERFUGEN AM ANKERKÖRPER

Bei den Versuchen im Versuchsstand M2 wurde exemplarisch in drei Fällen eine Gipsschicht in der Ankerachse eingestreut, um den Bruchzustand des Bodens um den Anker herum beobachten zu können. Auf den Bildern 66 und 67 sind die Scherfugen parallel zur Ankerachse gut zu erkennen und werden durch Streifen aus schwarzem Sand in Bild 67 noch hervorgehoben: obwohl der Anker als diskontinuierlicher Körper ausgebildet ist, ergibt sich ein kontinuierlich begrenzter Bruchkörper mit einem Durchmesser gleich dem oder wenig größer als dem Scheibendurchmesser. Damit ist mit der gewählten Form der Modellanker die Zielsetzung erreicht, höhere als durch sandbeklebte Zylinder erreichbare Kräfte in den Boden übertragen zu können und dennoch Bruchformen zu erhalten, die den Bruchausbildungen um einen Verpreßkörper sehr nahe kommen.

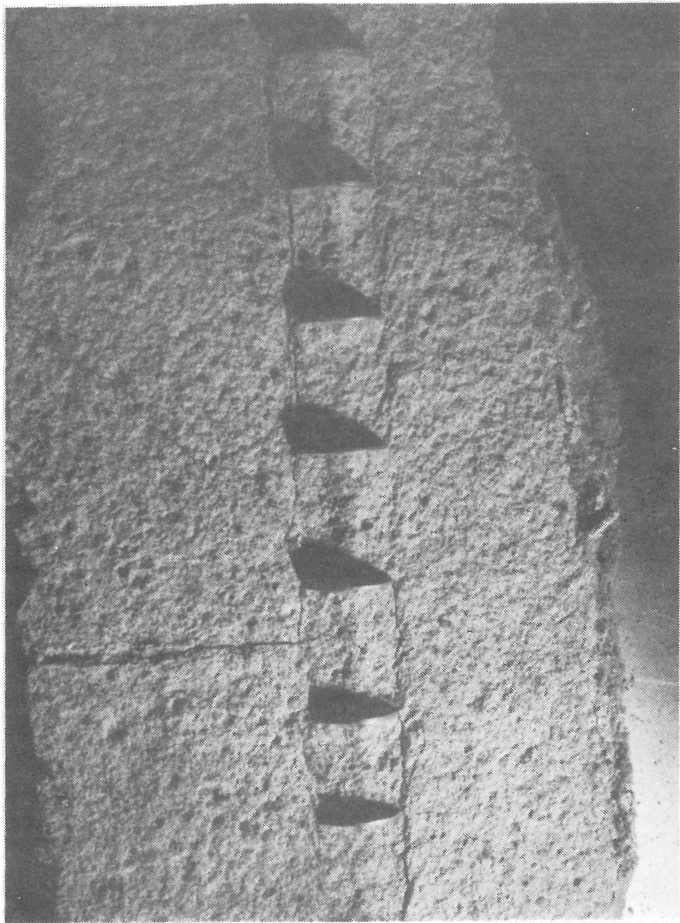


BILD 66:
Scherfuge am Modellanker



BILD 67:
Scherfuge am Modellanker

5.4 SYSTEMVERSUCHE

5.4.1 VORÜBERLEGUNGEN

Ziel der Untersuchungen war es, den Bruch auf der tiefen Gleitfuge bei verankerten Wänden zutreffend beschreiben zu können, d.h. die Abhängigkeiten zu ermitteln, die zu einer bestimmten Form und Lage der tiefen Gleitfuge führen. Dabei sind im Unterschied zu den Ankerzugversuchen nicht nur die mobilisierbaren Mantelreibungen, sondern die Wechselwirkungen des gesamten Systems Wand-Anker-Boden maßgeblich. Da sich die Berechnungsverfahren aus der Kranz'schen Modellvorstellung vom Bruch auf der tiefen Gleitfuge bei einer Ankerwand entwickelt haben, sollten alle Ankertypen berücksichtigt werden. Deshalb wurden Versuche mit Ankerwänden, Verpreßankersimulationen und Ankerpfählen durchgeführt.

Die Neigung der tiefen Gleitfuge ist in Abweichung von den eingeführten Berechnungsverfahren nicht von vornherein festgelegt, sondern variabel (s.a. Kapitel 3). Sie kann sich theoretisch zwischen zwei Grenzwerten einstellen: im einen Extremfall fällt sie mit dem aktiven Gleitkeil zusammen, im anderen ist sie durch die Ankerlänge begrenzt und reicht bis zum Ankerende. Für die Bruchzustände auf der tiefen Gleitfuge im herkömmlichen Sinn und die Grenzfälle soll der Begriff des Systembruchs eingeführt werden. Die durchgeführten Systemversuche und die dabei gemessenen Gleitfugenwinkel sind in Tab.1 am Ende des Kapitels 5 aufgeführt.

5.4.2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Mit der schon beschriebenen Rieseltechnik wurde der Sand gleichmäßig eingebracht. In den vorgesehenen Tiefenlagen wurde die Sandoberfläche vorsichtig abgezogen und eine dünne Gipsschicht mit einer Dicke von ca.1 mm aufgestreut. Die Anker wurden auf einen Spanndraht aufgelagert, der nach dem Füllvorgang ohne Einfluß auf das Bodengefüge gezogen werden konnte. In der Umgebung der Anker konnte dadurch gleichmäßig eingerieselt werden, ohne daß durch Auflegen, Eindrücken o.ä. der Sand in Ankerhöhe

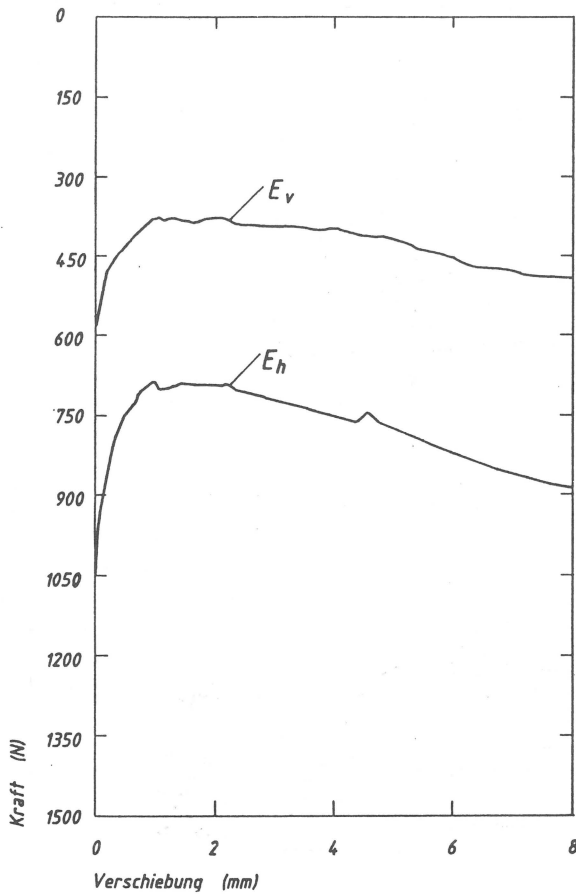


BILD 68: vertikale und horizontale Erddrucklast bei Wandverschiebung (M2, X8)

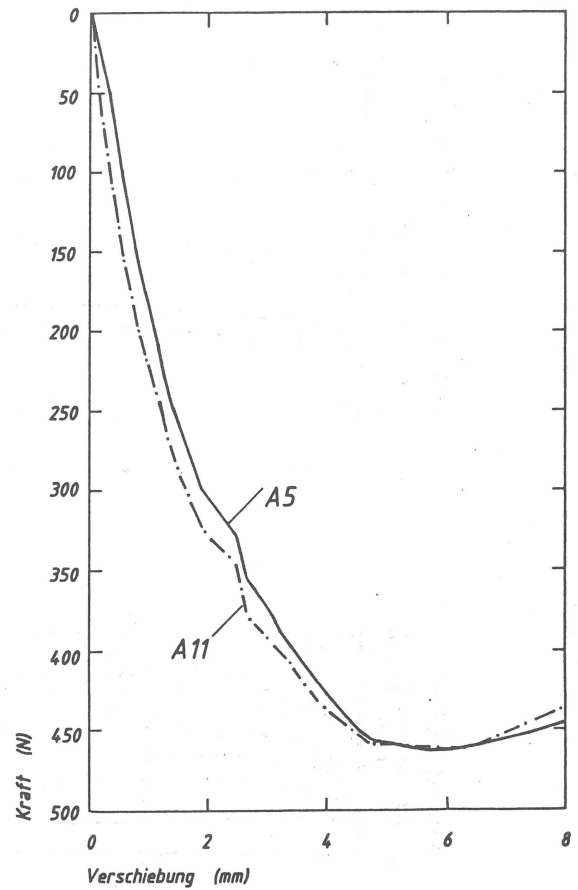


BILD 69: Ankerkräfte bei Wandverschiebung (Versuchsstand M2, Versuch X8)

beeinflusst wurde. Vor Aufbringen der Gipsschicht wurde stichprobenartig die Dichte der bisher eingerieselten Bodenmenge überprüft. Nach Ende des Füllvorgangs wurden die Ausgangsmeßwerte der Kraft- und Wegaufnehmer gespeichert. Von diesem Ausgangszustand aus wurde in Schritten von 0.1 mm die Wand bzw. der Wandkopf verschoben. Kleinere Schrittweiten brachten keine Verbesserung des Meßwertverlaufs. Vor jeder Messung wurde eine ausgewählte Anzahl von Meßstellen ständig abgefragt und auf dem Bildschirm angezeigt. Die Messung erfolgte, sobald nach erfolgter Verschiebung Meßwertkonstanz eintrat. Nach einem Verschiebungsweg von 3 mm wurde die Schrittweite vergrößert, da es sich gezeigt hatte, daß die Meßwertkurven ab diesem Punkt keine hohen Gradienten mehr aufwiesen. Erste an der Oberfläche sichtbare Bruchlinien traten nach einer Verschiebung von ca. 5 mm auf und fielen etwa mit dem Ankerkraftmaximum zusammen (Bild 69).

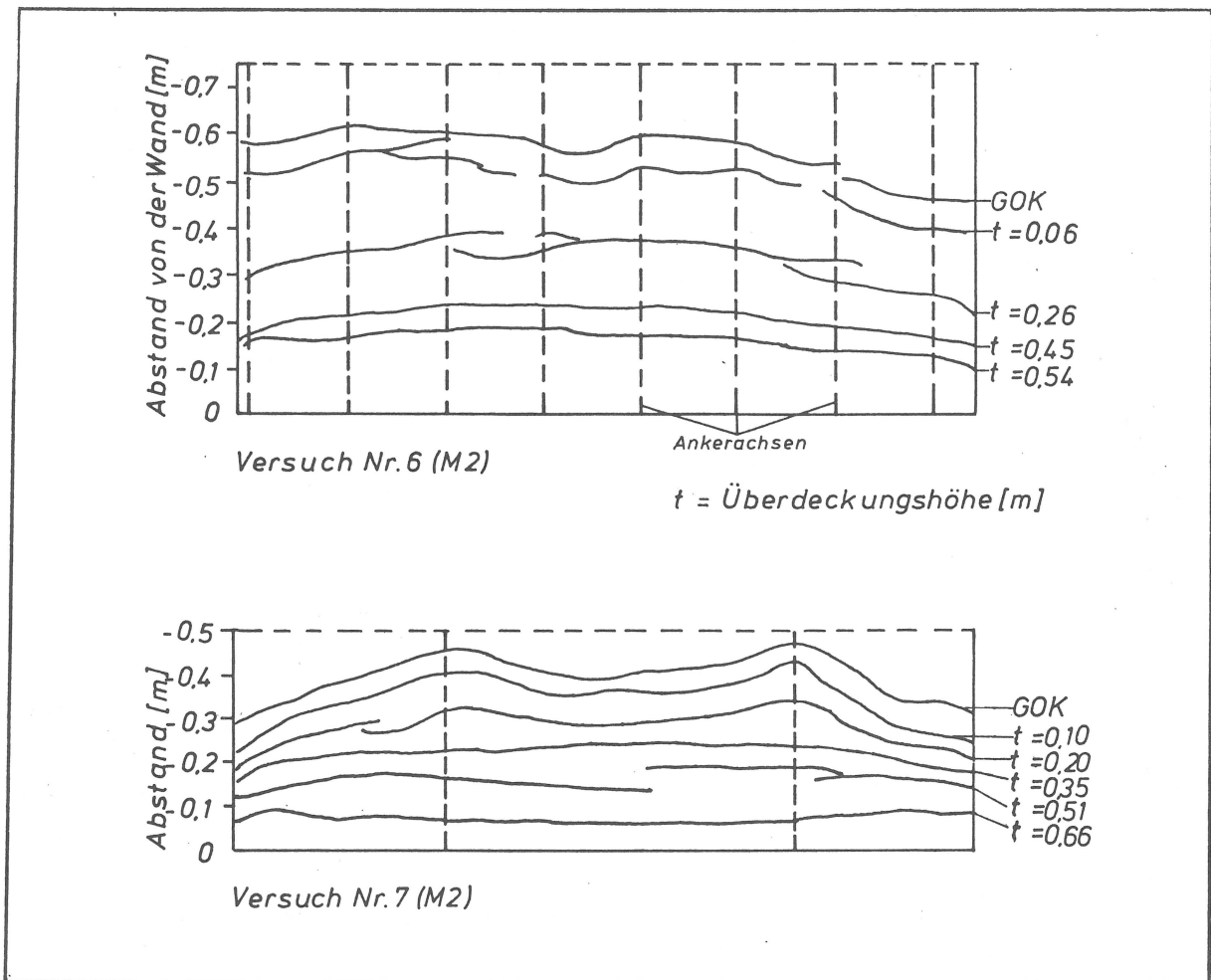


BILD 70: Aufnahme der Gleitfugengeometrie

Einen typischen Verlauf des Erddrucks und der Ankerkräfte zeigen die Bilder 68 und 69.

Um auch in tieferen Lagen eindeutige Bruchkanten zu erhalten, wurde die Wand insgesamt um 25 mm verschoben. Nach Ende des Verschiebungsvorganges wurde die Bruchkante auf der Sandoberfläche vermessen und der Sand durch Berieselung mit Wasser durchfeuchtet. Jeweils über Nacht konnten die Gipsschichten aushärten. Am folgenden Tag wurde der feuchte Sand ausgebaut, die Gipsschichten freigelegt und der sich abzeichnende Bruchkantenverlauf aufgenommen (Bild 70). Durch Verbacken mit dem Sand entstanden aus der nur dünn eingerieselten Gipsschicht ca. 3 mm starke feste Schichten, die die Bruchkanten exakt erkennen ließen (Bild 71).

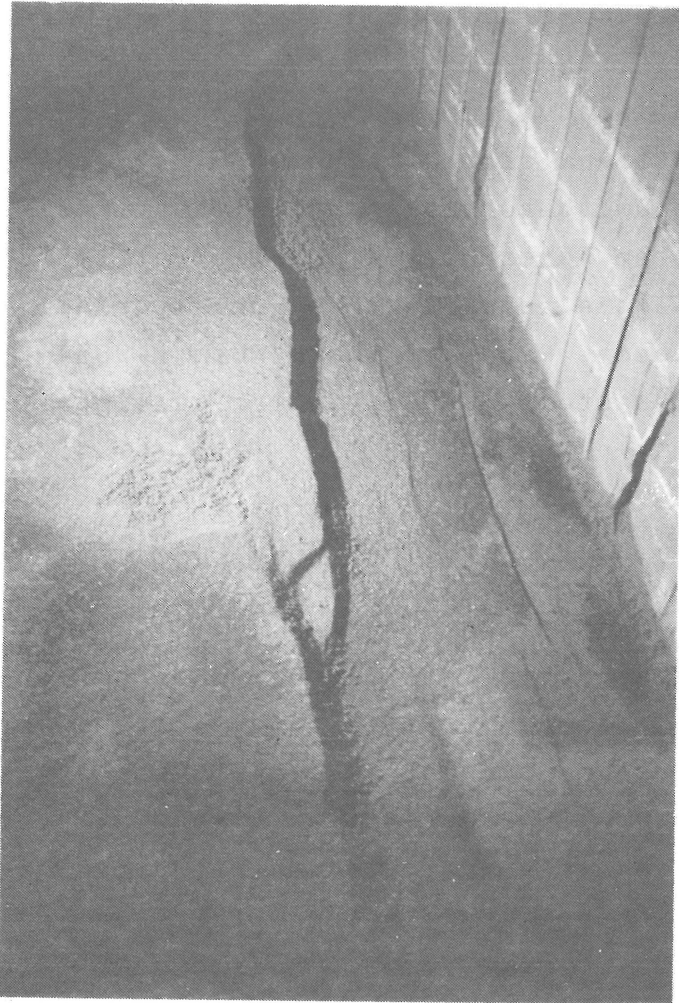


BILD 71:

Bruchkante in einer Gipschicht (M2)

5.4.3 VERSUCHE ZUR BESTIMMUNG DES AKTIVEN ERDDRUCKS

Zur Bestimmung des aktiven Erddrucks und damit des inneren Reibungswinkels wurden in beiden Versuchsständen mehrere Versuche durchgeführt. Für den Versuchsstand M1 ergab sich bei einer mittleren Lagerungsdichte von $D = 0.82$ (Wichte = 17.2 kN/m^3) ein Reibungswinkel von 51.2° , bei einer Lagerungsdichte von im Mittel $D = 0.31$ (Wichte = 15.5 kN/m^3) ein Reibungswinkel von 37.8° , im Versuchsstand M2 bei einer mittleren Lagerungsdichte $D = 0.80$ (Wichte = 17.1 kN/m^3) ein Reibungswinkel von 46.3° . Es zeigt sich, daß bei nahezu derselben Lagerungsdichte in den beiden Versuchsständen unterschiedliche Reibungswinkel erhalten werden. Eine Erklärung dafür liefert das Spannungsniveau, das im Versuchsstand M2 mit einer maximalen Vertikalspannung von 13.7 kN/m^2 deutlich höher liegt als im Versuchs-

stand M1 (8.6 kN/m^2). Daß bei demselben Bodenmaterial und derselben Dichte im Bereich kleiner Spannungen höhere Reibungswinkel unabhängig von den gewählten Bestimmungsversuchen ermittelt werden, wurde von anderen Autoren (siehe Abschnitt 5.2.2) ebenfalls festgestellt. Der Spannungsbereich, in dem dieser Effekt auftritt, hängt vom verwendeten Material ab (Charles/Watts, 1980). Das bedeutet auch, daß Modellgesetze nicht ohne Korrekturen den Schluß auf den Prototyp zulassen, wie von Franke/Muth (1985) exemplarisch an horizontal belasteten Einzelpfählen gezeigt wurde.

5.4.4 VERSUCHE MIT EINER ANKERWAND

Von den meisten Autoren, die bei Versuchen mit verankerten Wänden auch die tiefe Gleitfuge untersucht haben, wurde durch den Versuchsaufbau die Verankerung von vornherein als ein ebenes Verformungsproblem behandelt. Jelinek/Ostermayer (1966), Stavropoulos (1969) und Wolff (1975) haben über die gesamte Versuchskastenbreite reichende horizontale Ankerplatten zur Simulation der Verpreßstrecken eingesetzt. Diesen Versuchen gemeinsam war die Feststellung, daß sich hinter der Stützwand stets ein höherer als der aktive Erddruck einstellte. Bei Jelinek (1967) wurde diesem Umstand durch Einführung eines Beiwertes λ_v Rechnung getragen, der über dem Coulomb'schen Erddruckbeiwert lag. Diese Ergebnisse der Modellversuche stehen allerdings im Widerspruch zu den Beobachtungen in situ. Dort war stets hinter verankerten Stützwänden der aktive Erddruck gemessen worden. Exemplarisch für diese Differenzen sei auf den Briefwechsel Breth et al. - Briske (1978) verwiesen.

Um Vergleiche mit den Versuchen der o.g. Experimentatoren ziehen zu können, und um die Kranz'sche Modellvorstellung zu überprüfen, wurden im Versuchsstand M1 auch Versuche mit einer Ankerwand durchgeführt. Die Ankerwand war als nur 30 mm hohes Stahlprofil eingebaut worden, um einerseits einen parallel zur Stützwand ununterbrochenen Ankerkörper zu simulieren, andererseits nicht auf eine ggf. bis zur Oberfläche reichende Anker-

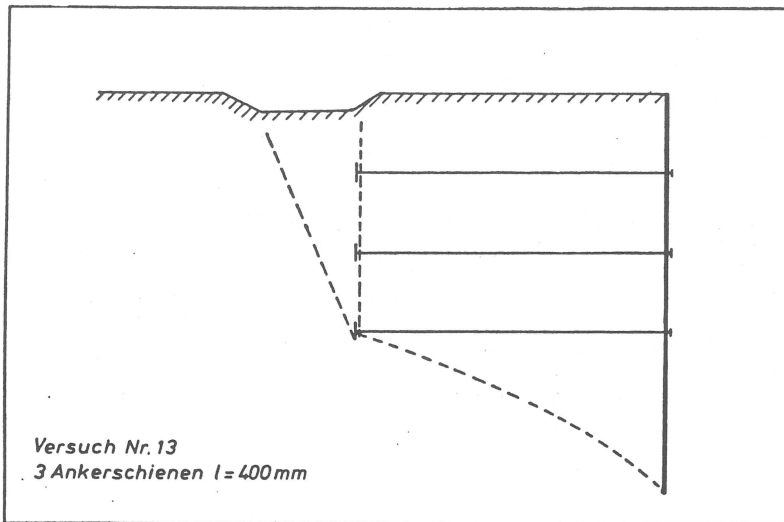


BILD 72

Bruchfugenverlauf bei
tiefreichender Ankerwand
(Versuchsstand M1)

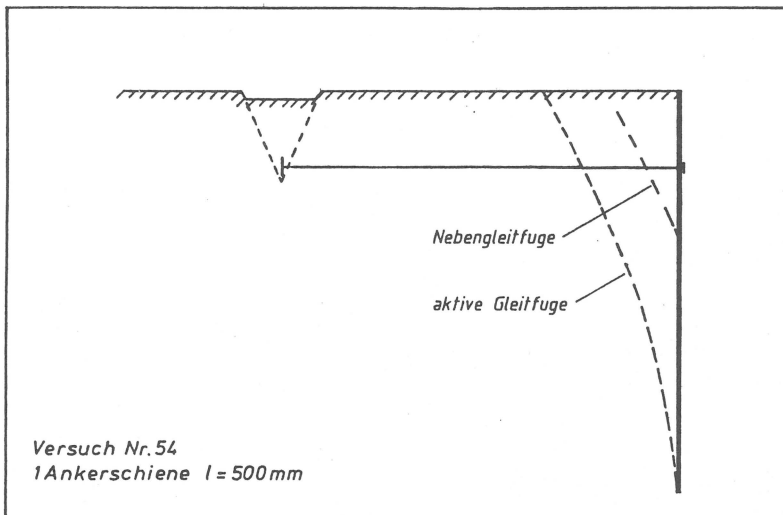


BILD 73

Bruchfugenverlauf bei
einer Ankerwand mit großem
Abstand zur Stützwand

wand oder auf die o.g. horizontalen Ankerplatten festgelegt zu sein. Durch den Einbau einer oder mehrerer solcher "Schienen" war ein ebenes Verformungsproblem gegeben, da in jedem Schnitt senkrecht zur Stützwand das System Wand-Anker-Boden gleich war und Verformungen senkrecht zu diesem Schnitt planmäßig nicht auftreten konnten. In Fällen, in denen drei Ankerschienen übereinander angeordnet waren, wirkten diese wie eine tiefreichende Ankerwand: die tiefe Gleitfuge erstreckte sich stets vom Wandfuß zur untersten Ankerschiene (Bild 72). Diese Versuche bestätigten die Beobachtungen der anderen Autoren: Der Erddruck fiel bis zum

Bruch auf der tiefen Gleitfuge nicht bis auf den erwarteten aktiven Grenzwert ab. Zurückzuführen ist dieser Effekt auf eine Entspannungsbehinderung des Bodens zwischen Stütz- und Ankerwand wie zwischen den Wänden eines Fangedammes. Für Fangedämme ist bekannt, daß sich der Erddruck etwa mit dem 1.25-fachen Wert des aktiven Erddrucks einstellt. Wenn der Abstand zwischen Stützwand und Ankerschiene $l = 0.5$ m oder $l/H = 1.0$ erreichte, wurde an der Stützwand der aktive Erddruck gemessen. Dann aber trat kein Versagen auf der tiefen Gleitfuge, sondern Aufbruch des Verankerungsbodens ein, und es bildete sich hinter der Stützwand der aktive Gleitkeil (Bild 73).

5.4.5 VERSUCHE MIT ANKERPFÄHLEN UND VERPRESSANKERN

Alle Versuche mit Ankerpfählen wiesen folgende Gemeinsamkeiten auf:

Nach einem Verschiebungsweg von ca. 1.5 mm wurde das Erddruckminimum mit einem Wert nahe dem theoretischen Grenzwert erreicht - die Beobachtung des aktiven Erddrucks in situ konnte somit in den Modellversuchen bestätigt werden. Die beobachteten höheren Werte bei mit parallel zur Stützwand durchgehenden Ankerkörpern gehaltenen Wänden sind auf diese Versuchsanordnung zurückzuführen, die von vornherein einen ebenen Verformungsvorgang erzwingt. Leider liegen keine Informationen vor, ob sich dieser Effekt bei größeren Modellabmessungen verliert.

Eine aktive Gleitfuge wurde nie zusammen mit einer tiefen Gleitfuge beobachtet. In einigen Fällen wurden Nebengleitfugen wie bei den Modellversuchen von Jelinek/Ostermayer (1966) beobachtet (beispielhaft in Bild 73 dargestellt). Die mit dem Auge nicht erkennbare aktive Gleitfuge stellt keinen Widerspruch zum gemessenen aktiven Erddruck dar: von Gudehus/Schwing (1986) wurde gezeigt, daß mit Röntgenaufnahmen Scherfugen sichtbar gemacht werden können, die für das bloße Auge nicht erkennbar sind, d.h. bei denen kein deutlicher Versatz im Boden oder an der Oberfläche auftritt. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen waren

Röntgenaufnahmen nicht möglich. Es kann jedoch aufgrund der Messungen und der Beobachtungen von Gudehus/Schwing (1986) für Ankerpfähle und Verpreßanker von der Richtigkeit der Modellvorstellung eines aktiven Grenzzustandes hinter der Stützwand vor Eintritt des Bruches auf der tiefen Gleitfuge ausgegangen werden.

Die tiefe Gleitfuge war nach einem Verschiebungsweg von ca. 5 mm an der Sandoberfläche sichtbar. Der größere Weg, der im Vergleich zum Erreichen des aktiven Grenzzustands bis zum Eintritt des Bruchs auf der tiefen Gleitfuge erforderlich war, läßt sich in Analogie zur Weckung des Erdwiderstandes dadurch erklären, daß zur Mobilisierung einer widerstehenden Kraft in einer Scherfuge eine größere Verschiebung erforderlich ist als zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks.

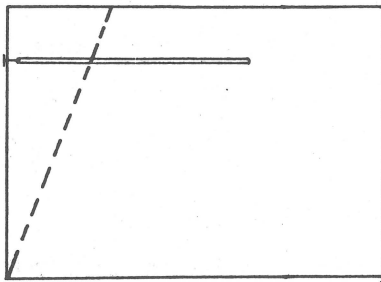
Gleichzeitig mit dem Auftreten der tiefen Gleitfuge wurde auch das Ankerkraftmaximum gemessen.

Die tiefe Gleitfuge war stets leicht konkav gekrümmt (Bild 74a-c), und zwar bei Versuchen mit Kippen der Wand um den Fußpunkt stärker als bei Parallelverschiebung.

Eine Gegengleitfuge, wie sie z.B. zwischen den Bruchkörpern 1 und 2 auf Bild 10 in der Modellvorstellung von Goldscheider/Kolymbas (1980) angenommen wird, wurde nur bei sehr hohen Lagerungsdichten ($D > 0.85$, Bild 74b) und nur bei größeren Wandverschiebungen, als sie zum Auftreten der tiefen Gleitfuge erforderlich waren, beobachtet. Dennoch entspricht der Bruchvorgang auf der tiefen Gleitfuge offensichtlich dem eines Starrkörpersystems, wie es von den o.g. Autoren angenommen wird. Hier gilt wie für die aktive Gleitfuge die Annahme, daß manche Gleitfugen nur für das Auge nicht sichtbar sind, der Bruchmechanismus jedoch in der gedachten Form abläuft.

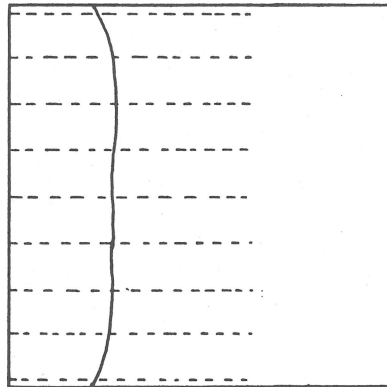
In allen Fällen wurde eine tiefe Gleitfuge beobachtet, die flacher geneigt war als die aktive Gleitfuge oder mit dieser zusammenfiel. Sie verlief jedoch nicht durch den Mittelpunkt der Krafteinleitungsstrecke, wie nach der Modellvorstellung der EAU

Ansicht



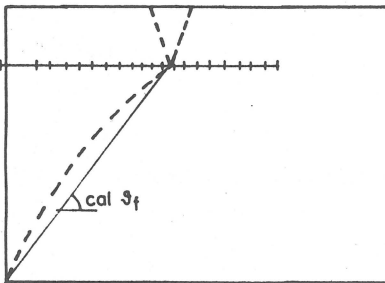
Versuch Nr.109
9 PMMA -Stäbe
 $l = l_0 = 450 \text{ mm} ; \phi 7 \text{ mm}$

Draufsicht



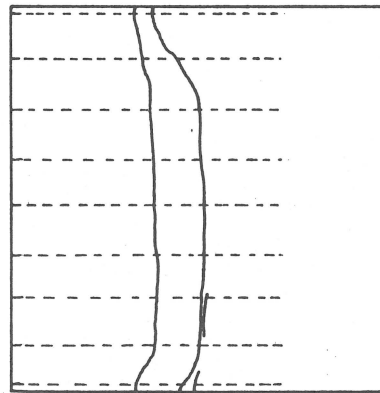
(a)

Ansicht



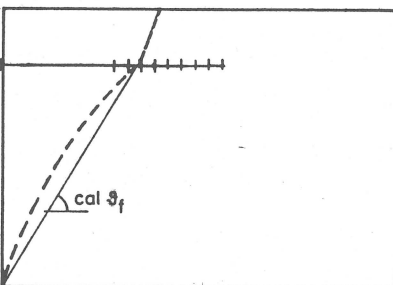
Versuch Nr. 88
9 Mehrscheibenanker
 $l = l_0 = 500 \text{ mm} ; \phi 15 \text{ mm}$

Draufsicht



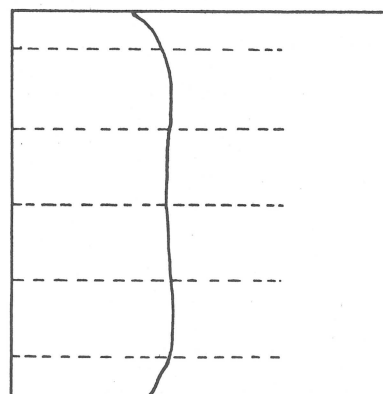
(b)

Ansicht



Versuch Nr. 64
5 Mehrscheibenanker
 $l = 400 \text{ mm} ; l_0 = 200 \text{ mm} ; \phi 15 \text{ mm}$

Draufsicht



(c)

BILD 74: Bruchfugenverlauf (Versuchsstand M1)

angenommen wird. Auch bei den Vorversuchen mit mehreren Ankerlagen waren keine Gleitfugen durch die Mittelpunkte der Krafteinleitungsstrecken beobachtet worden, wie von Ranke/Ostermayer (1968) für den Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge bei Mehrfachverankerungen vorgeschlagen wird.

Verläuft die tiefe Gleitfuge flacher als die aktive Gleitfuge, so tritt in Höhe der Ankerlage stets ein Knick auf (Bilder 74b, und 74c). Oberhalb der Ankerlage verlief die Gleitfuge unter dem aktiven Gleitfugenwinkel geneigt, wie dies auch von anderen Experimentatoren (Gudehus/Gäbler, 1983) beobachtet worden war.

Bei glatten Ankern (z.B. PMMA) oder sehr großem Ankerabstand ($a/H = 0.7$) stellte sich als Grenzfall der tiefen Gleitfuge die aktive Gleitfuge ein (Bild 74a). Dieser Fall ist auch bei den Modellversuchen von Werner (1971) mit Verpreßankersimulationen eingetreten, bei denen nie eine tiefe Gleitfuge beobachtet worden war. (Werner hat zahlreiche Versuche mit verankerten Wänden mit dem Ziel durchgeführt, die Tragkraft von Verpreßankern und deren Abhängigkeiten rechnerisch zu erfassen. Die Ausbildung von Gleitfugen wurde nur für einige Versuche dokumentiert.)

Die tiefe Gleitfuge verlief um so flacher, je größer die Summe der gemessenen Ankerkräfte war, d.h. je enger die Anker angeordnet waren (vgl. Bild 77), oder je "rauher" ihre Oberfläche war (Bild 74a, "glattes" PMMA verglichen mit den "rauhem" Mehrscheibenankern von Bild 74b). Allgemein kann gesagt werden, daß die Neigung der tiefen Gleitfuge sich um so flacher einstellt, je mehr Kraft pro lfdm. Stützwand und je lfdm. Krafteinleitungsstrecke von den Ankern auf den Boden übertragen werden kann.

Der Bruch auf der tiefen Gleitfuge stellte sich als nahezu ebener Deformationszustand dar. Bei Einsatz von nur 2 Ankern, also einem Abstandverhältnis von $a/H = 0.7$, das in situ nicht ausgeführt wird, waren lokale Abweichungen vom ebenen Verformungszustand oberhalb der Ankerlage zu beobachten (Bilder 60 und 70), unterhalb stellt sich die tiefe Gleitfuge mit der Neigung des aktiven Gleitkeils als Ebene ein. Bei engerem Ankerabstand ver-

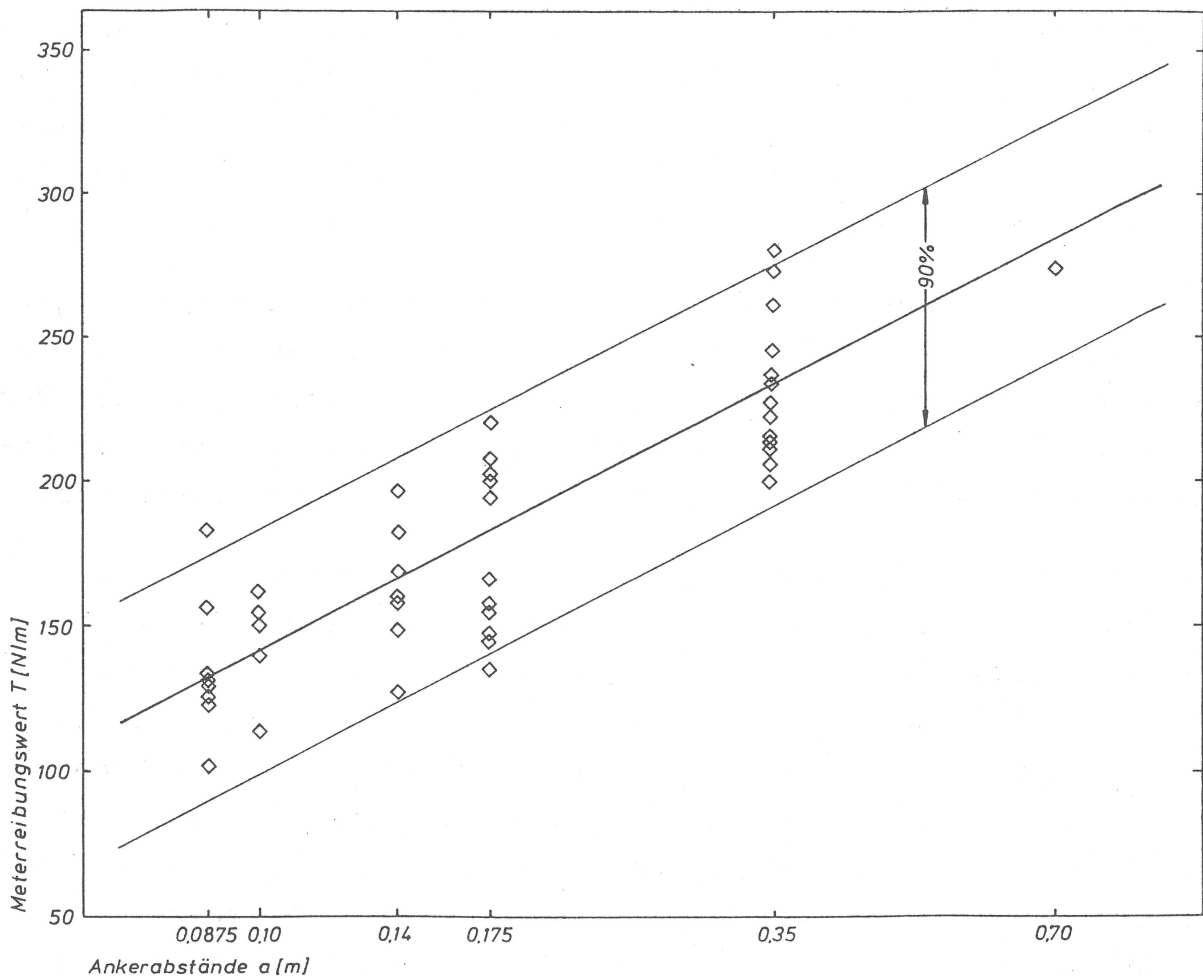


BILD 75: Meterreibungswerte in Abhängigkeit vom Ankerabstand in halblogarithmischem Maßstab (Mehrscheibenanker \varnothing 15 mm)

liefen die Bruchkanten in den Gipsschichten parallel zur Stützwand (Bild 70), d.h. die tiefe Gleitfuge kann gut als Ebene angenähert werden. An den Seitenwänden des Versuchstandes führte die Reibung zu der erwarteten Krümmung der Gleitfuge zur Stützwand hin.

Eine Vorspannung führte zu keiner Änderung der Bruchgeometrie.

Eine Änderung des Erddrucks in Wandlängsrichtung in Abhängigkeit vom Ankerabstand oder der Ankerrauhigkeit war nicht festzustellen.

Bei Verpreßankersimulationen zeigten sich keine Unterschiede zu den geschilderten Beobachtungen an Ankerpfählen. Die Kraftein-

leitungsstrecken von Verpreßankern und Zugpfählen wurden im Modell gleich abgebildet. Im Gegensatz zum Pfahl, bei dem über die gesamte Länge eine Mantelreibung aktiviert werden kann, wird über die freie Stahllänge der Verpreßanker keine Kraft in den Boden eingetragen. Die tiefe Gleitfuge schneidet daher entweder den Verpreßkörper, oder es stellt sich der Grenzfall des aktiven Gleitkeils ein. Eine Neigung der tiefen Gleitfuge, bei der die freie Stahllänge von der Gleitfuge geschnitten würde, ist nie beobachtet worden. Wegen der im übrigen weitgehenden Gleichartigkeit von Zugpfahl und Verpreßankersimulation wurden die meisten Versuche zur Herleitung des Bemessungsvorschlages mit Modellpfählen durchgeführt. Die folgenden Aussagen gelten daher zunächst nur für Zugpfähle. Kontrollversuche mit Modellverpreßankern bestätigten die Gültigkeit der Ergebnisse für beide Verankerungstypen. Die bei Verpreßanker zu berücksichtigenden Besonderheiten werden in Abschnitt 7.2.4 behandelt, in Abschnitt 7.3 werden Beispiele dazu vorgeführt.

Unzutreffend ist gegenüber der bisherigen Modellvorstellung die Annahme des Schnittpunktes der tiefen Gleitfuge mit dem Anker in der Mitte der (ggf. rechnerischen) Krafteinleitungsstrecke. Die Lage des Schnittpunktes von Anker und Gleitfuge ist variabel. Da die tiefe Gleitfuge nach den Versuchsbeobachtungen wie bisher gut als Ebene angenähert werden kann, wird der Gleitfugenwinkel ϑ als Maßzahl für die Bruchkörpergeometrie gewählt. Für die je lfm. Krafteinleitungsstrecke übertragbare Kraft wird der Meterreibungswert T (Preuß, 1968) als Produkt von Mantelreibung und Umfang gewählt, da der Umfang des Ankers keine erkennbaren Auswirkungen auf die Ausbildung der Gleitfuge hatte. Zur Bestimmung von T im Systemversuch muß die gemessene Ankerkraft auf die Krafteinleitungsstrecke hinter dem aktiven Gleitkeil bezogen werden. Dies steht in Einklang mit der Empfehlung E 66 der EAU, in der festgelegt wird, daß eine rechnerisch wirksame Krafteinleitungsstrecke l_w erst hinter dem aktiven Gleitkeil beginnen darf. Das stimmt auch mit Berechnungen nach der FEM und mit Messungen an den Ankerstreifen der Bewehrten Erde überein, wo sich zeigt, daß im Bereich der aktiven Gleitfuge eine Umkehr des Vorzeichens der Mantelreibung auftritt (Buseck/Thamm, 1981; vgl. Bild 32).

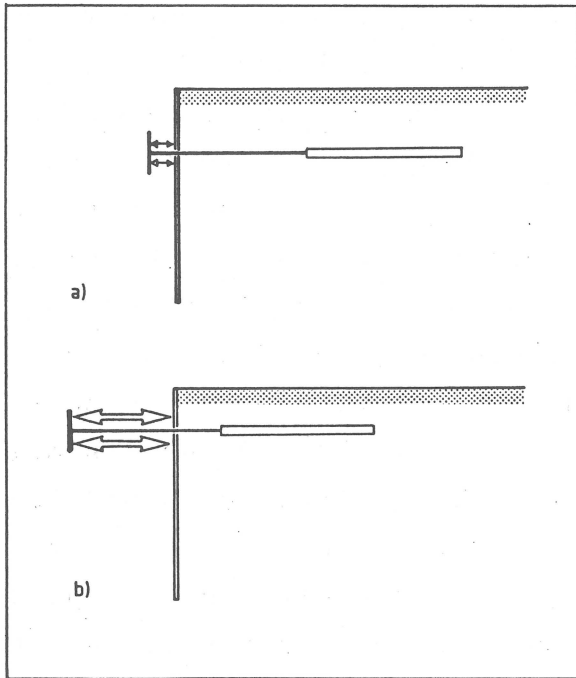


BILD 76: Ankerzugversuch (Herausziehen)
a) Versuchsbeginn b) Bruch

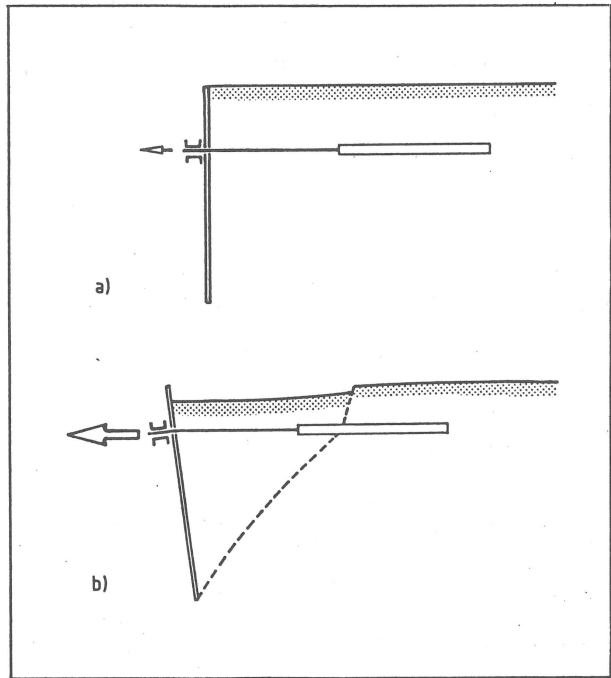


BILD 77: Systemversuch (Wandverschiebung bzw. -verdrehung) a) Beginn b) Bruch

5.5 VERGLEICH VON ANKERZUGVERSUCH UND SYSTEMVERSUCH

Bei den üblichen Zugversuchen nach DIN 4125 (für Verpreßanker) und DIN 1054 (für Zugpfähle) werden zwei Einflüsse auf die Bruchlast nicht oder nur unzureichend berücksichtigt: Zum einen erfolgt der Zugversuch als Herausziehen eines Ankers bei Abstützung gegen die unverschieblich gehaltene Wand (Bild 76). Dies bedeutet, daß in dem Boden hinter der Stützwand beim Zugversuch ein anderer Spannungs- und Verformungszustand herrscht als in einem Bruchzustand, bei dem sich die Wand vom Boden wegbewegt, wodurch der Ausgangszustand erheblich verändert wird (Bild 77). Dieser "Systembruch" entspricht, auf den Anker bezogen, einem Herausziehen des Ankers aus einer Böschung. Die gemessenen Ankerkräfte weichen in den beiden Fällen erheblich voneinander ab. Diese Abweichungen wurden auch von Werner (1971) beobachtet und sind beliebig reproduzierbar. Werner (1971) stellte eine Erhöhung der übertragbaren Ankerkraft um 18% bis 40% fest, wenn er nach dem Bruch des verankerten Systems die Wand festhielt und den Anker nochmals bis zum Scherbruch belastete. Den Unterschied

zwischen den beiden Zuständen für die hier verwendeten Mehrscheibenanker verdeutlichen die Kurven 1 und 2 auf Bild 78: Die Meterreibungswerte des Zugversuchs (Kurve 1) werden nur von sehr langen ($l = 60 \text{ cm}$; $l/H = 1.2$), weit auseinanderliegenden ($a = 35 \text{ cm}$; $a/H = 0.7$) und daher sich gegenseitig nicht beeinflussenden Ankern bei Eintritt des Bruches auf der tiefen Gleitfuge erreicht (Kurve 2). Die Unterschiede sind bei dichter Lagerung besonders ausgeprägt und verlieren sich bei sehr lockerer Lagerung. Daher ist zu vermuten, daß die Verringerung der übertragbaren Ankerkraft auf die Auflockerung des Bodens in und hinter dem Bruchkörper auf der tiefen Gleitfuge zurückzuführen ist. Reicht der Anker bis weit hinter den Bruchkörper, so verliert der Einfluß der Auflockerung an Bedeutung, und der mittlere Meterreibungswert steigt bis auf ca. 95% des Wertes beim Ankerzugversuch. Bei geringeren Lagerungsdichten sind keine Auflockerungserscheinungen und damit auch keine oder nur geringe Unterschiede in den Ankerkräften bei den zwei Versuchsarten zu erwarten, was durch Versuche bestätigt wurde.

5.6 GRUPPENWIRKUNG DER ANKER

Der zweite durch die Zugversuche nicht ausreichend berücksichtigte Einfluß ist die gegenseitige Beeinflussung der Anker bei geringen Abständen: Nur, wenn der gegenseitige Abstand weniger als 1 m beträgt, werden in DIN 4125 Gruppenszugversuche gefordert. Broms (1968) schlägt demgegenüber vor, bei Abständen von weniger als 2.5 m einen gegenseitigen Einfluß der Anker zu berücksichtigen. Er wird in seiner Meinung bestätigt von Bustamante et al. (1977), die über Zugversuche an 12 - 13 m langen Verpreßankern mit 6 m Verpreßstrecke in überkonsolidiertem plastischen Ton berichten: Das Anspannen eines 2 m entfernten Ankers verringerte die Last eines bereits gespannten Ankers um 8%. Bei 1 m Ankerabstand betrug die Abminderung der Grenzlast 20%. Bei 4 m Abstand wurde kein Einfluß mehr festgestellt.

Die Modellversuche zeigen bei Auftreten des Bruches auf der tiefen Gleitfuge mit der Verringerung des Ankerabstandes eine

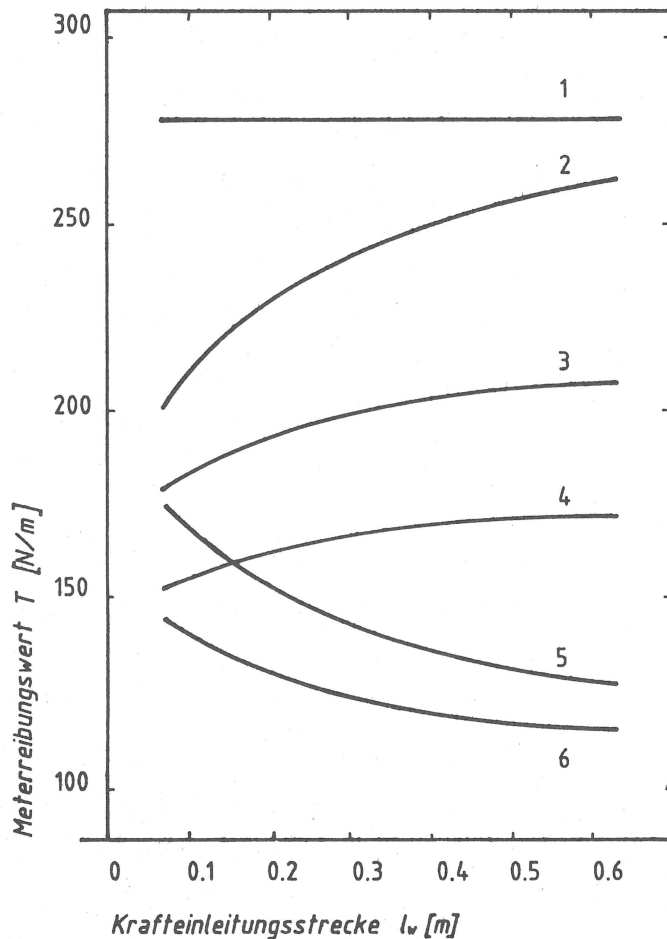


BILD 78:

Meterreibungswerte von Modellanker-
pfählen aus Ankerzugversuchen und
Systemversuchen

(Mehrscheibenanker, \varnothing 15 mm)
(Lagerungsdichte $D \approx 0.8$)

Kurve 1: Herausziehen
von Einzelankern

Kurve 2: 2 Anker
Kurve 3: 4 Anker
Kurve 4: 5 Anker
Kurve 5: 7 Anker
Kurve 6: 9 Anker

bei Wandlänge 0.5 m

wachsende gegenseitige Beeinflussung der Anker im Sinne einer Verringerung der Grenztragfähigkeit des Einzelankers. Diese Gruppenwirkung ist um so ausgeprägter, je höher die Lagerungsdichte ist (bei lockerer Lagerung war sie nicht mehr feststellbar) und je länger die Anker sind. Infolge dieser Längenabhängigkeit sinkt die übertragbare Kraft im Systemversuch, also bei Verschiebung der Wand vom Boden weg, bei dem untersuchten engsten Ankerabstand von $a = 8.75$ cm ($a/H = 0.175$) von 150 N/m bei kurzen Ankern um 20% auf 120 N/m bei den längsten untersuchten Ankern (Bild 78, Kurve 6). Andererseits war gezeigt worden, daß die Meterreibungswerte eines einzelnen Ankers mit der Krafteinleitungsstrecke wachsen (Bild 78, Kurve 2). Die Gruppenwirkung unterdrückt also nicht nur diesen Zuwachs, sondern führt darüberhinaus mit kleiner werdendem Ankerabstand zu einer weiteren Verringerung der im Bruchzustand übertragbaren Kraft. Der Zuwachs mit der Ankerlänge und die Abnahme infolge

der Gruppenwirkung haben bei den Modellversuchen bei einem Ankerabstand von $a = 14 \text{ cm}$ ($a/H = 0.28$) etwa denselben Einfluß, so daß mit zunehmender Länge keine Änderung des Meterreibungswertes eintritt (Bild 78, Kurve 4). Für die Praxis wurden in der Literatur Ankerabstände von $a/H = 0.07$ bis $a/H = 0.26$ gefunden, d.h., daß bei der qualitativen Übertragung der Ergebnisse aus den Modellversuchen auf die Verhältnisse in situ stets der negative Einfluß aus der Gruppenwirkung überwiegt. Da hinsichtlich der Gruppenwirkung insbesondere in situ noch zu wenig Informationen vorliegen, um eindeutige Abhängigkeiten angeben zu können, wird vorgeschlagen, bei dichter Lagerung ($D \geq 0.8$) zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung die im Ankerzugversuch gemessenen Meterreibungswerte nur zur Hälfte in die weitere Berechnungen einzuführen, für lockere Lagerung ($D \leq 0.3$) keine Abminderung vorzunehmen und dazwischen linear zu interpolieren.

5.7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Bei mit einzelnen Ankern gehaltenen Stützmauern (im Gegensatz zu Verankerungen mit parallel zur Stützwand durchgehenden Ankerwänden) schneidet die tiefe Gleitfuge den Anker nicht, wie aufgrund der Modellvorstellungen der EAU angenommen, in der Mitte der Krafteinleitungsstrecke, sondern weist in Abhängigkeit von der je lfdm. Stützwand und je lfdm. Krafteinleitungsstrecke (d.h. in Abhängigkeit von Ankerabstand und Ankerrauhigkeit) eine Neigung zwischen der der aktiven Gleitfuge und der Verbindungslinie Wandfuß-Ankerende auf.

Es entsteht stets ein durch eine tiefe Gleitfuge deutlich begrenzter Bruchkörper, und eine Restlänge des Ankers wird aus dem verbleibenden Bodenbereich herausgezogen.

Die Annahme eines ebenen Verformungsvorganges, wie sie für den Standsicherheitsnachweis getroffen wird, wurde durch die Versuche bestätigt. Die Abweichung des Gleitfugenverlaufs zwischen zwei Ankern von einer Geraden ist vernachlässigbar gering. Die sich stets mit einer leichten konkaven Krümmung einstellende tiefe

Gleitfuge kann für die Berechnungen als Ebene angesehen werden. Das an sich räumliche Problem wird dadurch entsprechend der üblichen Vorgehensweise auf ein ebenes Problem in einem Schnitt senkrecht zur Stützwand reduziert. Die Näherung, die in diesem Schnitt gekrümmte tiefe Gleitfuge als Gerade zu betrachten, erwies sich als ausreichend genau. Der Ansatz des aktiven Erddrucks an der fiktiven Wand wurde durch die Beobachtung bestätigt, daß sich die tiefe Gleitfuge oberhalb der Ankerlage mit der Neigung der aktiven Gleitfuge fortsetzt.

Eine aktive Gleitfuge hinter der Stützwand hat sich zusätzlich zur tiefen Gleitfuge nie eingestellt. Eine Gegengleitfuge (vor der fiktiven Wand) wurde bei Ankern nur bei Lagerungsdichten $D > 0.85$ beobachtet. Es ist von anderen Experimentatoren (Gudehus/Schwing, 1986) durch Röntgenaufnahmen jedoch nachgewiesen worden, daß Gleitfugen vorhanden sein können, ohne deutliche Versatzkanten an der Oberfläche oder an Schichtgrenzen zu bilden.

Beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge können vom einzelnen Anker nur geringere Kräfte auf den Boden übertragen werden als beim Ankerzugversuch, bei dem die Stützwand in Ruhe bleibt und als Widerlager für die Prüfkraft dient.

Zusätzlich können Gruppenwirkungseinflüsse die übertragbaren Kräfte verringern, so daß durch den Ankerzugversuch am Einzelanker eine zu hohe Sicherheit vorgetäuscht wird.

Aufgrund der durchgeführten Versuche wird vorgeschlagen, zur Berücksichtigung der beiden letztgenannten Einflüsse die in Ankerzugversuchen ermittelten Meterreibungswerte nur zur Hälfte in die weiteren Berechnungen einzuführen, wenn der Boden dicht gelagert ist ($D \geq 0.8$). Bei lockerer Lagerung ($D \leq 0.3$) ist keine Abminderung vorzunehmen und für dazwischenliegende Lagerungsdichten kann linear interpoliert werden.

| | Nr. | ① | D | l | l_0 | obs. β | Bemerkungen | | Nr. | ① | D | l | l_0 | obs. β | Bemerkungen |
|----------------------------|-----|---|---------------------------|-----|-------------------------------------|--------------|--------------------------|---------|-----|---|------|-----|-------|--------------|------------------------|
| 1 ANKER | 27 | P | 0.84 | 300 | 300 | 67° | | 2 ANKER | 111 | P | 0.89 | 600 | 600 | 67° | Durchmesser 25 mm |
| | 96 | P | 0.86 | 600 | 600 | 68° | | | 29 | P | 0.84 | 300 | 100 | 67° | |
| | 97 | P | 0.91 | 600 | 600 | 70° | | | 33 | P | 0.74 | 300 | 100 | 68° | 0.1m Sand unt. Wandfuß |
| 2 ANKER | 21 | P | 0.84 | 300 | 300 | 70° | Schüttthöhe 0.3 m | | 44 | K | 0.74 | 300 | 100 | 68° | |
| | 22 | P | 0.86 | 300 | 300 | 70° | Schüttthöhe 0.4 m | | 30 | P | 0.82 | 300 | 200 | 70° | |
| | 23 | P | 0.81 | 300 | 300 | 69° | | | 45 | K | 0.79 | 400 | 100 | 66° | |
| | 26 | P | 0.83 | 300 | 300 | 68° | | | 47 | K | 0.79 | 400 | 200 | 68° | |
| | 32 | P | 0.82 | 300 | 300 | 67° | 0.1 m Sand unter Wandfuß | | 84 | P | 0.73 | 500 | 200 | 66° | |
| | 40 | K | 0.78 | 300 | 300 | 64° | | | 78 | P | 0.33 | 500 | 200 | 60° | 1 Anker defekt |
| | 58 | K | 0.88 | 300 | 300 | - | 0.3 m Überlagerung | | 46 | K | 0.70 | 600 | 100 | 68° | Bruchfuge unsymmetr. |
| | 59 | K | 0.76 | 300 | 300 | 66° | 0.4 m Überlagerung | | 82 | P | 0.80 | 600 | 200 | 70° | |
| | 106 | P | 0.88 | 300 | 300 | 66° | | | 79 | P | 0.27 | 600 | 200 | 60° | |
| | 77 | P | 0.34 | 300 | 300 | 60° | | 4 ANKER | 108 | P | 0.84 | 300 | 300 | 60° | |
| | 41 | K | 0.74 | 400 | 400 | 67° | | | 101 | P | 0.79 | 400 | 400 | 58° | Bruchfuge unsymmetr. |
| | 99 | P | 0.82 | 400 | 400 | 67° | | | 86 | P | 0.80 | 500 | 500 | 59° | |
| | 116 | A | 0.82 | 400 | 400 | 69° | | | 93 | P | 0.82 | 600 | 600 | - | Ausfall |
| | 74 | P | 0.33 | 400 | 400 | 57° | | | 94 | P | 0.86 | 600 | 600 | 62° | |
| | 75 | P | 0.34 | 400 | 400 | 57° | | | 110 | P | 0.81 | 600 | 600 | 57° | Durchmesser 25 mm |
| | 42 | K | 0.71 | 500 | 500 | 63° | | 5 ANKER | 50 | K | 0.78 | 300 | 300 | 58° | |
| | 98 | P | 0.90 | 500 | 500 | - | nur Kräftermessung | | 52 | K | 0.80 | 300 | 300 | 58° | |
| | 115 | A | 0.78 | 500 | 500 | 68° | biegeweicher Anker ② | | 70 | K | 0.80 | 300 | 300 | 60° | |
| | 65 | K | 0.30 | 500 | 500 | 64° | | | 49 | K | 0.72 | 400 | 400 | 63° | |
| | 43 | K | 0.73 | 600 | 600 | 66° | | | 62 | K | 0.74 | 400 | 400 | 56° | |
| | 95 | P | 0.83 | 600 | 600 | 68° | Bruchfigur unsymmetrisch | | 103 | P | 0.81 | 400 | 400 | 60° | |
| | 80 | P | 0.29 | 600 | 600 | 59° | | | 112 | P | 0.88 | 400 | 400 | 56° | |
| 1 Anker: Abstand a=0.700 m | ①: | | P = Parallelverschiebung | | l : Gesamtlänge des Ankers in mm | | | | | | | | | | |
| 2 Anker: Abstand a=0.350 m | | | K = Kippen der Wand | | l_0 : Kräfteintragungslänge in mm | | | | | | | | | | |
| 4 Anker: Abstand a=0.175 m | | | A = Abgraben vor der Wand | | | | | | | | | | | | |
| 5 Anker: Abstand a=0.140 m | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 Anker: Abstand a=0.100 m | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 Anker: Abstand a=0.0875m | | | | | | | | | | | | | | | |

| | Nr. | ① | D | l | l ₀ | obs.β | Bemerkungen | | Nr. | ① | D | l | l ₀ | obs.β | Bemerkungen | |
|--|-----|---|------|-----|----------------|-------|-------------------------|--|--|------|------|------|----------------|-------------------------|----------------------|---------------------|
| 5 ANKER | 48 | K | 0.71 | 500 | 500 | 57° | Bruchfuge unsymmetrisch | 3 x 3 A | 6 | P | 0.82 | 300 | 300 | 45° | zum untersten Anker | |
| | 66 | K | 0.71 | 500 | 500 | 53° | | | 8 | P | 0.79 | 460 | 460 | 37° | zum untersten Anker | |
| | 67 | K | 0.29 | 500 | 500 | 55° | | | 10 | P | 0.83 | 110 | 110 | 70° | | |
| | 113 | P | 0.81 | 500 | 500 | 63° | Anker biegeweich ② | | 12 | P | 0.84 | 210 | 210 | 48° | zum untersten Anker | |
| | 114 | P | 0.82 | 500 | 500 | 63° | Anker biegeweich ② | | 14 | P | 0.86 | 390 | 390 | 42° | zum mittleren Anker | |
| | 51 | K | 0.74 | 600 | 600 | 59° | | | 17 | P | 0.80 | 600 | 600 | 48° | zum mittleren Anker | |
| | 92 | P | 0.82 | 600 | 600 | 62° | | | 25 | P | 0.82 | 390 | 390 | - | Bruchfuge unsymmetr. | |
| | 63 | K | 0.67 | 400 | 100 | 66° | | | ANKERPL | 117 | P | 0.83 | 400 | - | 73° | Durchmesser 30 mm |
| | 64 | K | 0.71 | 400 | 200 | 61° | | | 118 | P | 0.82 | 400 | - | 70° | Durchmesser 30 mm | |
| | 68 | K | 0.73 | 500 | 200 | 67° | | | ANKERW. | 3 | P | 0.75 | 300 | - | KR | UK 115 mm unter GOK |
| 7 ANKER | 105 | P | 0.85 | 300 | 300 | 57° | | 19 | P | 0.85 | 300 | - | KR | UK 115 mm/Schüttth.0.4m | | |
| | 104 | P | 0.82 | 400 | 400 | 54° | | 20 | P | 0.80 | 300 | - | KR | UK 115 mm unter GOK | | |
| | 81 | P | 0.78 | 500 | 500 | 52° | | 39 | K | 0.80 | 300 | - | KR | UK 115 mm unter GOK | | |
| | 89 | P | 0.73 | 600 | 600 | 60° | | 53 | K | 0.76 | 400 | - | KR | UK 115 mm unter GOK | | |
| | 91 | P | 0.73 | 600 | 600 | 58° | | 54 | K | 0.72 | 500 | - | AK | UK 115 mm unter GOK | | |
| 9 ANKER | 107 | P | 0.80 | 300 | 300 | 55° | | 9 | P | 0.83 | 110 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 57 | K | - | 400 | 400 | 48° | | 11 | P | 0.79 | 210 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 61 | K | 0.79 | 400 | 400 | 50° | | 16 | P | 0.84 | 300 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 100 | P | 0.80 | 400 | 400 | 52° | | 13 | P | 0.83 | 390 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 102 | P | 0.87 | 400 | 400 | 50° | Bruchfuge ungleichmäßig | 15 | P | 0.85 | 390 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 60 | K | 0.83 | 450 | 450 | 65° | PMMA, Durchm. 7 mm | 7 | P | 0.85 | 460 | - | KR | UK 315 mm unter GOK | | |
| | 109 | P | 0.90 | 450 | 450 | 70° | PMMA, Durchm. 7 mm | 18 | P | 0.81 | 300 | - | KR | UK 115 mm/Schüttth.0.3m | | |
| | 88 | P | 0.75 | 500 | 500 | 48° | | OHNE A. | 1 | P | 0.81 | - | - | 69° | | |
| | 90 | P | 0.69 | 600 | 600 | 53° | | 2 | P | 0.88 | - | - | 69° | | | |
| | 56 | K | 0.71 | 400 | 200 | 54° | Bruchfuge ungleichmäßig | 24 | P | 0.86 | - | - | - | | nur Kräftekontrolle | |
| ② 'biegeweich': Ankerscheiben aus Messing auf Litze befestigt (mobilisieren geringere Mantelreibung als Stahlscheiben auf Gewindestab) | | | | | | | 3 x 3 A | : 3 Anker in 3 Lagen Ankerabstand a=0.175 m Lagenabstand b=0.100 m | KR : Kranz'sche Gleitfuge AK : aktive Gleitfuge | | | | | | | |
| | | | | | | | ANKERPL | : Ankerplatte (Kreisscheibe) | | | | | | | | |
| | | | | | | | ANKERW. | : Ankerwand | | | | | | | | |
| | | | | | | | OHNE A. | : ohne Anker, Versuche zur Bestimmung des aktiven Erddrucks | | | | | | | | |

| OHNE A | | | | | | | | ANKER | | | | | | | |
|--------|---|------|---|-------|--------------|--------------------------|--|-------|---|------|-----|-------|--------------|----------------------|---------------------|
| Nr. | ① | D | l | l_0 | obs. β | | | Nr. | ① | D | l | l_0 | obs. β | Bemerkungen | |
| 34 | K | 0.95 | - | - | - | Ausfall | | X3 | P | 0.80 | 700 | 700 | 67° | Bruchfuge unsymmetr. | |
| 35 | K | 0.82 | - | - | 68° | | | X4 | P | 0.89 | 700 | 700 | 68° | | |
| 36 | K | 0.82 | - | - | 69° | | | X5 | P | 0.88 | 700 | 700 | - | | nur Kräftekontrolle |
| 37 | K | 0.81 | - | - | 68° | | | X7 | P | 0.80 | 700 | 700 | 64° | Anker asymmetrisch | |
| 38 | K | 0.81 | - | - | 69° | | | X8 | P | 0.78 | 700 | 700 | 63° | Durchmesser 15 mm | |
| 55 | K | 0.79 | - | - | 69° | | | X1 | P | 0.80 | 700 | 700 | 65° | | |
| 69 | K | 0.80 | - | - | - | nur Kräftekontrolle | | X2 | P | 0.80 | 700 | 700 | 59° | | |
| 71 | P | 0.92 | - | - | 71° | | | X6 | P | 0.77 | 700 | 700 | 55° | 8 ANKER | |
| 72 | P | 0.80 | - | - | 70° | | | X9 | P | 0.81 | 700 | 700 | 53° | | |
| 73 | P | 0.84 | - | - | 70° | | | | | | | | | | |
| 76 | P | 0.32 | - | - | 61° | | | | | | | | | | |
| 83 | P | 0.29 | - | - | 61° | | | | | | | | | | |
| 85 | P | 0.29 | - | - | - | nur Kräftekontrolle | | | | | | | | | |
| 30 | P | 0.80 | - | - | 69° | 0.1 m Sand unter Wandfuß | | | | | | | | | |

| | |
|--|--|
| <p>Versuchsstand M1: Versuche 1 - 118</p> <p>Ankerdurchmesser: sofern nicht anders angegeben</p> <p style="padding-left: 40px;">Versuche 1- 28 9 mm</p> <p style="padding-left: 40px;">Versuche 29- 118 15 mm</p> <p>Überdeckungshöhe 0.10 m, sofern nicht anders angegeben</p> <p>Wandabmessungen H/B = 0.5/0.7 m</p> | <p>Versuchsstand M2: Versuche X1 - X9</p> <p>Ankerdurchmesser außer X1 immer 25 mm</p> <p>Überdeckungshöhe : Versuche X1 - X7 0.15 m</p> <p style="padding-left: 40px;">Versuche X8 - X9 0.25 m</p> <p>Wandabmessungen H/B = 0.8/1.6 m</p> <p>Ankerabstand: 1 Anker 1.6 m</p> <p style="padding-left: 40px;">2 Anker 0.8 m</p> <p style="padding-left: 40px;">4 Anker 0.4 m</p> <p style="padding-left: 40px;">8 Anker 0.2 m</p> |
|--|--|

6 VERGLEICH VERSUCH - BERECHNUNG (FEM)

Die Berechnungen mit der FEM sollten dazu dienen, Charakteristika des Verformungs- und Spannungsvorganges im System Wand-Anker -Boden deutlich zu machen. Daher wurde ein homogener trockener Boden mit bekannten Eigenschaften, die im Materialgesetz des Programmsystems gut wiedergegeben werden können, den Berechnungen zugrunde gelegt. Direkte Vergleiche mit Feldmessungen sind wegen des in situ immer inhomogenen und anisotropen Bodens, wegen des Einflusses der Feuchtigkeit und dem nur ungefähr bekannten Ausgangsspannungszustand nicht möglich. Nahe-liegend ist jedoch, einen Modellversuch nachzurechnen, der mit demselben Sand durchgeführt worden ist, der dem in den Berechnungen verwendeten Materialgesetz zugrunde liegt. Vom Autor waren bereits früher solche Vergleiche auf der Grundlage des Materialgesetzes von Duncan/Chang (1970) mit den Modellversuchen von Wolff (1975) durchgeführt worden, die nur sehr unbefriedigende Ergebnisse hervorbrachten. Wanninger (1980) hat mit dem Materialgesetz von Arslan (1980) erneut Berechnungen und Versuche verglichen, die bei den Ankerkräften und dem Erddruck gute Übereinstimmungen, bei den Verformungen jedoch Abweichungen um den Faktor 10 erkennen ließen. Bei Nachrechnungen von Stützwandprototypen war eine zufriedenstellende Übereinstimmung von Rechnung und Messung gefunden worden. Von Wanninger wurde als Ursache vermutet, daß das Denkmodell des Kontinuums für einen rolligen Boden bei den geringen Spannungen der Modellversuche nicht mehr zutreffend ist.

Eine Erklärung könnten die bei Modellversuchen üblichen Abmessungen liefern: Für Prototypen gilt in Rechnung und Versuch, daß sich der aktive Erddruck nach einer Wandverschiebung von $1/1000$ bis $1/500$ der Wandhöhe einstellt. In Versuchen mit einer Wandhöhe von 0.5 m müßte dies bei einer Verschiebung von 0.5 - 1 mm eintreten, also einem Wert, der in der Größenordnung des mittleren Korndurchmessers (s.Bild 62) liegt. Wie in Abschnitt 5.4.5 beschrieben, betrug aber der Verschiebungsweg zum Erreichen des aktiven Erddrucks 1.5 - 2.0 mm. Es ist daher zu vermuten, daß für den Vergleich einer charakteristischen

Größe mit dem mittleren Korndurchmesser zur Festlegung der für Modellversuche notwendigen Mindestabmessungen nicht eine Bauteilabmessung herangezogen werden kann, wie von Krebs Ovesen (1979) vorgeschlagen wurde (Wandhöhe, Ankerabmessungen o.ä. würden die von Krebs Ovesen gestellten Anforderungen mit Abstand erfüllen - s.a. Abschnitt 5.3.1), sondern daß der Vergleich mit einer charakteristischen Verschiebung erfolgen muß. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen mit verankerten Stützwänden war es jedoch nicht möglich, die Vermutung durch Vergleiche mit anderen in Modellversuchen erzeugten Bruchzuständen (Grundbruch, Böschungsbruch o.ä.) zu überprüfen.

6.1 SETZUNGEN, KRÄFTE UND SPANNUNGEN

Bei der Nachrechnung des Modellversuchs wurde die Wand insgesamt um 1 mm verschoben, so daß sich Vergleiche auf dieses Verschiebungsmaß beschränken müssen. Die Setzungswerte unmittelbar hinter der Wand stimmen in Rechnung und Versuch gut überein, jedoch verläuft die Setzungsmulde bei den Rechnungen konkav (Bild 36), d.h. hinter der Wand flach und mit steilerem Muldenrand, während sich die Setzungslinie in den Versuchen an der Wand steiler und nach hinten abflachend einstellte (konvexer Verlauf). Messungen in situ, z.B. von Ulrichs (1981), zeigen Mischformen. In Versuch und Rechnung übereinstimmend verlaufen die Setzungen parallel zur Stützwand gleichmäßig. Störungen durch die in Abständen eingebauten Anker sind sehr gering bzw. nicht feststellbar.

Viel früher als im Modellversuch, wo sich der aktive Erddruck nach einer Verschiebung von 1.5 - 2.0 mm einstellte, wurde dieser Zustand bei der Berechnung erreicht. Bereits nach einem Verschiebungsweg von ungefähr 0.5 mm war der Erddruckabfall je Lastschritt hinter der Stützwand nur noch minimal, so daß von einem Grenzwert gesprochen werden kann. Dies steht in Übereinstimmung mit den Ergebnissen zweidimensionaler Berechnungen von Wanninger (1980), der bei simuliertem Baugrubenaushub zwar einen Abfall des Erddrucks auf den aktiven Grenzwert errechnete,

nicht jedoch die in den entsprechenden Versuchen beobachteten Verformungen. Der Verschiebungsweg zum Erreichen des aktiven Erddrucks ist bei der Rechnung also wesentlich geringer als beim Modellversuch, entspricht aber dem Erfahrungswert von $1/1000$ bis $1/500$ der Wandhöhe ! Der bereits von Wanninger (1980) geäußerten Vermutung ist zuzustimmen, daß im Modellversuch das Verhalten des Einzelkorns eine nicht mehr zu vernachlässigende Rolle spielt und die Annahme eines Kontinuums für den Boden in diesem Fall zu Abweichungen führen muß.

Übereinstimmend zeigen Rechnungen und Modellversuche im Versuchsstand M2, daß die Erddruckverteilung in Wandlängsrichtung durch die in Abständen wirkenden Anker, bzw. durch Abstandsänderungen der Anker, nicht beeinflußt werden.

Die Ankerkräfte können nicht verglichen werden, da sich im Modell um den Anker klar erkennbare Gleitfugen ausbildeten, in der Rechnung zwischen Anker und Boden jedoch Verbund herrscht (3-D-Simulation).

6.2 VERGLEICH VON ANKERZUGVERSUCH UND SYSTEMVERSUCH IN RECHNUNG UND MODELLVERSUCH

Wie die Bilder 66 und 67 zeigen, entsteht um den Ankerkörper eine schmale Scherzone. Diese kann im Programmsystem STATAN 15 nur im ebenen Fall simuliert werden. Ein direkter Vergleich der mobilisierten Kräfte ist daher nicht möglich. Sowohl Rechnung als auch Versuch zeigen aber qualitativ dasselbe: Im Ankerzugversuch, bei dem die Wand in ihrer Lage festgehalten ist und nur der Anker gezogen wird, können vom Anker sehr viel höhere Kräfte aufgenommen werden als bei Vorgabe von Wandverschiebungen, bei denen der Boden hinter der Stützwand große Verformungen erfährt. Zur Mobilisierung der Grenzlast ist außerdem beim Ankerzugversuch ein geringerer Weg erforderlich (Bilder 79 und 80). Nach den Berechnungen erhält man eine Verringerung im Systemversuch auf ca. 70% der Kraft des Ankerzugversuchs (s. Abschnitt 4.8.2). Bei den Modellversuchen sinkt die Ankerkraft im

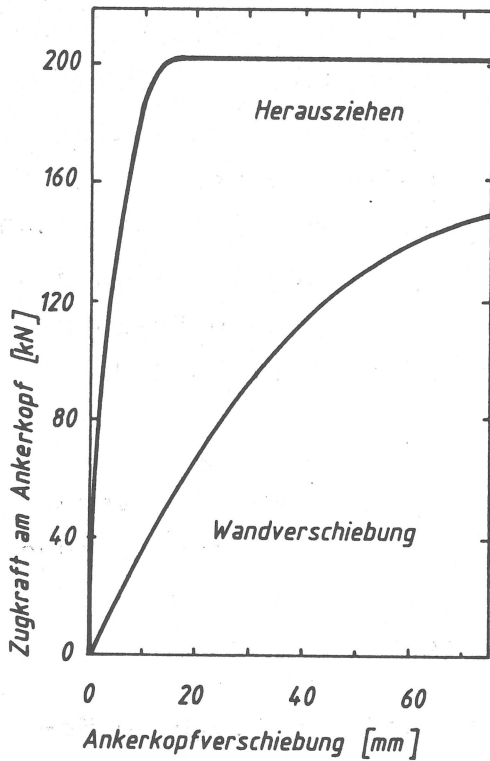


BILD 79: Berechnete Kraft-Verschiebungskurven (FEM, zweidimensionale Berechnungen)

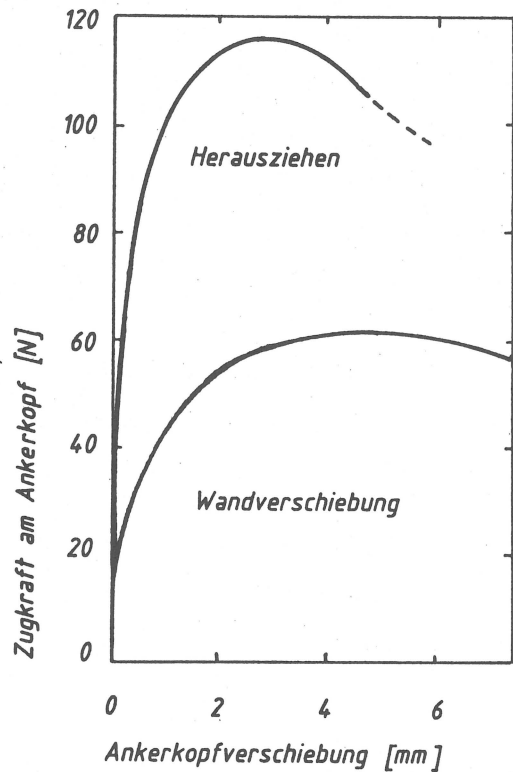


BILD 80: Kraft-Verschiebungskurven im Modellversuch gemessen
($l_0 = 400\text{mm}$, $\varnothing = 15\text{mm}$, $h_0 = 100\text{mm}$)

Mittel bis auf den halben Wert (s. Abschnitt 5.5), wobei zusätzlich Gruppeneinflüsse wirksam werden, die in den Berechnungen nicht berücksichtigt werden konnten, da bei den dreidimensionalen Berechnungen keine Relativverschiebung zwischen Anker und Boden möglich ist und in der ebenen Rechnung kein einzelner Anker simuliert werden kann.

6.3 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Zumindest qualitativ zeigen die Berechnungen nach der FEM und die Modellversuche viele Übereinstimmungen, wodurch die jeweiligen Ergebnisse eine Bestätigung erfahren. Zusätzlich zu den aus den Versuchen gewonnene Erkenntnissen konnte die Rechnung Auskunft geben über die Spannungsverteilung im Boden und am Anker. Gegenüber der Rechnung bieten die Versuche den Vorteil, Bruchzustände mit Ausbildung schmaler Scherzonen im Boden und

um die Anker erzeugen und die Gruppenwirkung der Anker berücksichtigen zu können.

Die wichtigste Erkenntnis aus Rechnung und Versuch ist die Bestätigung der Betrachtung des Bruchs auf der tiefen Gleitfuge als einen ebenen Verformungsvorgang. Sowohl die Modellversuche als auch die Berechnungen zeigen, daß durch einzelne Anker anstelle einer nicht unterbrochenen Ankerwand Einflüsse auf den Verformungszustand nur in einem engen Bereich um den Ankerkörper ausgeübt werden. Erddruck und Setzungen verlaufen parallel zur Stützwand gleichmäßig. Die Berechnungen bestätigen den geringen, lokal begrenzten Einfluß der Anker auch auf den Spannungszustand im Boden. Für diese Berechnungen ist eine dreidimensionale Elementstruktur unerlässlich. Die fehlende Möglichkeit, auch bei der Raumstruktur einen Schlupf der Anker zuzulassen, bedeutet jedoch eine erhebliche Einschränkung.

Übereinstimmend lassen Rechnungen und Versuche die vom Anker auf den Boden übertragbare Kraft je lfdm. Krafteinleitungsstrecke (Meterreibungswert, "Rauhigkeit") als wesentlich für die Neigung der tiefen Gleitfuge erkennen. (Aus den Modellversuchen ergab sich die zusätzliche Abhängigkeit vom Ankerabstand.) Je mehr Kraft übertragen werden kann, desto flacher stellt sich die tiefe Gleitfuge ein. Wird in der Rechnung ein (nur theoretisch möglicher) unendlich rauher Anker simuliert, erstreckt sich die tiefe Gleitfuge bis zum Ankerende.

Verpreßanker und Zugpfähle verhalten sich gleichartig. Bei den Berechnungen wurden keine Unterschiede festgestellt, ebenso zeigten sich in den Modellversuchen gleiche Abhängigkeiten bei Verwendung von Verpreßankern und Zugpfählen. Als einzige Besonderheit war für Verpreßanker festgestellt worden, daß eine tiefe Gleitfuge (mit Ausnahme des Grenzfalls der aktiven Gleitfuge) den Anker nicht in der freien Stahllänge schneiden kann.

Gegenüber den in den Ankerzugversuchen gemessenen Kräften konnten, übereinstimmend in Rechnung und Modellversuchen, bei dicht gelagertem Sand im Systemversuch nur wesentlich geringere Kräfte

vom Anker auf den Boden übertragen werden.

Die Rechnungen bestätigen sowohl für den Prototyp als auch für das Modell den Abfall des Erddrucks auf einen aktiven Grenzwert bei einer Wandverschiebung von $1/1000$ bis $1/500$ der Wandhöhe. Dieser Verhältniswert ist aus zahlreichen Messungen an Prototypen und großmaßstäblichen Versuchen bekannt. Modellversuche in kleinem Maßstab erfordern proportional größere Verschiebungen, wenn der theoretisch erforderliche Verschiebungsweg in der Größenordnung des mittleren Korndurchmessers liegt. Daraus lassen sich vermutlich auch die Unterschiede in den Wandverschiebungen bei der Nachrechnung von Modellversuchen mit der FEM erklären.

7 ENTWICKLUNG EINER BEMESSUNGSVORSCHRIFT

7.1 VORBEMERKUNGEN

Die Aufstellung einer neuen Vorschrift zur Berechnung der Stand-
sicherheit auf der tiefen Gleitfuge soll möglichst nur in den
Punkten eine Neuerung bringen, wo dies unumgänglich ist. Wie
die Vergangenheit gezeigt hat, wird in der Praxis der von
Kranz (1940) aufgestellte einfache Ansatz trotz mehrerer seit-
dem vorgeschlagener Verbesserungen beibehalten. Die durchge-
führten Modellversuche und die Berechnungen nach der FEM haben
belegt, daß bei Bewegung der Wand vom gestützten Boden weg in
diesem Boden ein weitgehend ebener Verformungsvorgang bis zum
Bruch abläuft. Die Annahme eines ebenen Falles, wie sie bei
allen bisher veröffentlichten Berechnungsvorschlägen getroffen
wird, ist somit trotz der in Wandlängsrichtung diskontinuierli-
chen Eintragung der Ankerkräfte zutreffend. Deshalb kann für
Verankerungen mit Verpreßankern oder Zugpfählen die Vorgehens-
weise nach EAU weitgehend beibehalten werden, und zwar

- hinsichtlich der Bruchgeometrie: Die Bruchfigur ist mit guter
Näherung durch Geraden begrenzbar und entspricht einem ebenen
Verformungszustand.
- hinsichtlich des Kräfteansatzes: Es wirkt der aktive Erddruck
im Schnitt zwischen Stützwand und Boden und im Vertikalschnitt
der fiktiven Wand (s.Bild 4).
- hinsichtlich der Sicherheitsdefinition: Bei dem von Kranz
geführten Schnitt ist die von ihm gewählte Sicherheitsdefi-
nition sinnvoll. Der Nachteil, daß eine Vergleichbarkeit mit
anderen Sicherheiten nicht gegeben ist, kann durch Anwendung
des probabilistischen Sicherheitskonzeptes ausgeglichen wer-
den, worauf in Kapitel 8 eingegangen wird.

Eine Änderung ist erforderlich hinsichtlich der hinteren Begren-
zung des Bruchkörpers auf der tiefen Gleitfuge bzw. deren Nei-
gung. Im folgenden sollen die in den vorangegangenen Kapiteln
beschriebenen Erkenntnisse zu dieser Frage in einen Bemessungs-
ansatz eingearbeitet werden.

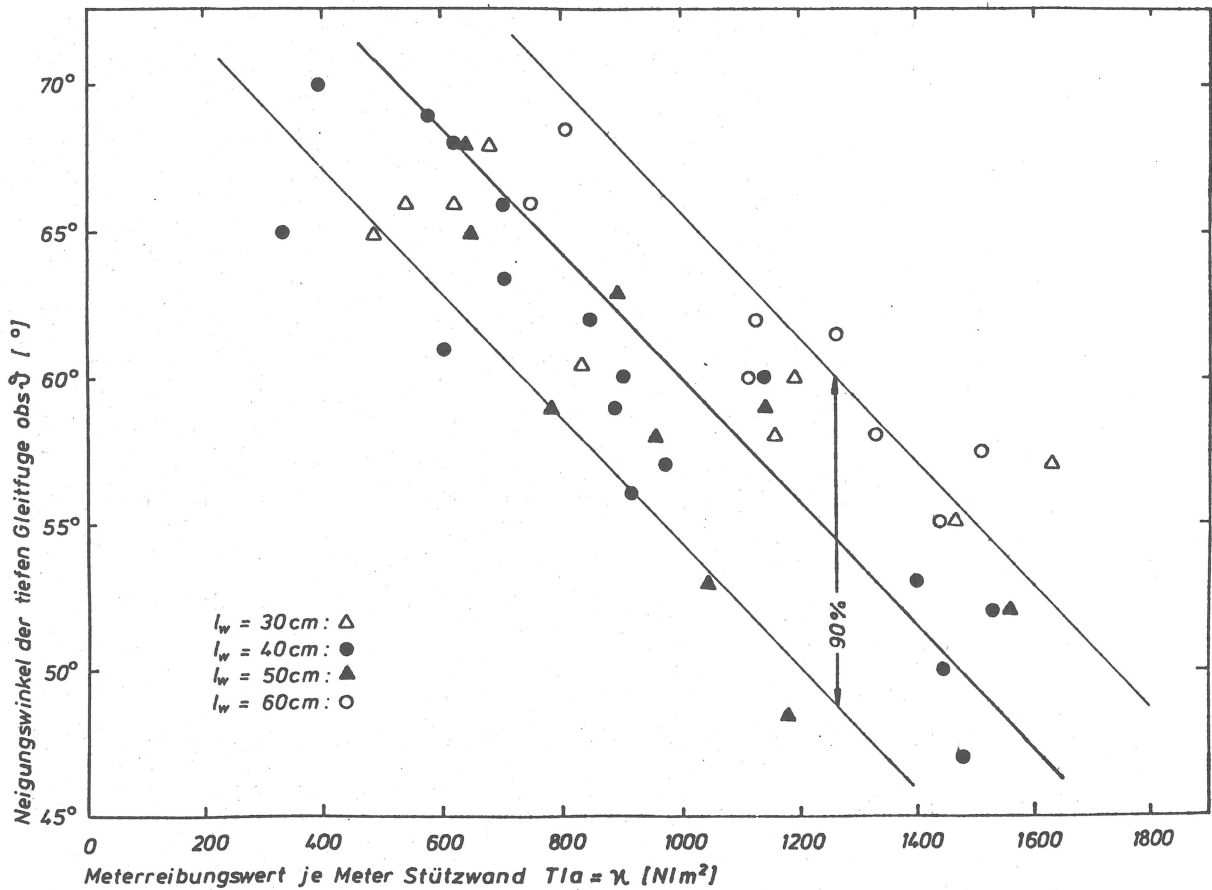


BILD 81: Neigungswinkel der tiefen Gleitfuge in Abhängigkeit vom Kraftübertragungswert (Ankerpfähle, \varnothing 15 mm)

7.2 VORAUSBERECHNUNG DER NEIGUNG DER TIEFEN GLEITFUGE

Die Berechnungen erfolgen zunächst für Ankerpfähle. Die infolge der begrenzten Krafteinleitungsstrecke bei Verpreßankern zu berücksichtigenden Besonderheiten werden in Abschnitt 7.2.4 behandelt.

7.2.1 DER KRAFTÜBERTRAGUNGSWERT KAPPA (κ)

Es war festgestellt worden (Abschnitt 5.4.5), daß die tiefe Gleitfuge um so flacher verlief, je größer der Meterreibungswert und je geringer der Ankerabstand war. Trägt man die Gleitfugenneigung in Abhängigkeit des Quotienten aus Meterreibungswert 'T' und Ankerabstand 'a' auf, so erhält man in guter Näherung (Korrelationskoeffizient $r = 0.84$) eine lineare Abhängigkeit (Bild 81). Die beiden Parameter Meterreibungswert und Ankerabstand sollen daher zu dem Kraftübertragungswert

$$\kappa = T/a$$

zusammengefaßt werden, der die vom Anker auf den Boden im Bruchzustand übertragbare Kraft je lfdm. Krafteinleitungsstrecke und je lfdm. Stützwand darstellt.

7.2.2 KRÄFTEANSATZ

Da die Krafteinleitungsstrecke beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge mit einem Teil im Bruchkörper liegt und eine Restlänge (im folgenden mit l' bezeichnet) aus dem Boden hinter der tiefen Gleitfuge herausgezogen wird, muß der Kräfteansatz nach Kranz so geändert werden, daß zusätzlich die freigeschnittene Kraft A_1 , die über die Restlänge l' auf den Boden übertragen wird, in das Krafteck mit aufgenommen wird. Statt des Kräfteansatzes nach Kranz (Bild 82):

$$(8) \quad \text{mögl. } Ah = \frac{(G + P - E_{av} + E_{1v} - C_v) \cdot \tan(\vartheta - \varphi) + E_{1h} - E_{ah} - C_h}{\tan(\vartheta - \varphi) \cdot \tan \zeta - 1}$$

muß mit der Erweiterung um die freigeschnittene Kraft A_1 formuliert werden (Bild 83):

$$(9) \quad \text{mögl. } Ah = \frac{(G + P - E_{av} + E_{1v} - C_v + A_{1v}) \tan(\vartheta - \varphi) + E_{1h} - E_{ah} - C_h - A_{1h}}{\tan(\vartheta - \varphi) \cdot \tan \zeta - 1}$$

wobei die Größe des Gleitfugenwinkels ϑ in Gleichung (9) zunächst unbekannt ist. (In Gleichung (8) ist sie durch den Mittelpunkt der Krafteinleitungsstrecke festgelegt.) Der in Gleichung (9) formulierte Zusammenhang von Erddruck, Ankerkraft und Gleitfugenneigung wurde durch die Versuche bestätigt.

7.2.3 EXTREMALBEDINGUNG

Zur Vorausberechnung der zusätzlichen Unbekannten ϑ in Gleichung (9) dient eine Extremalbedingung, ausgehend von der Über-

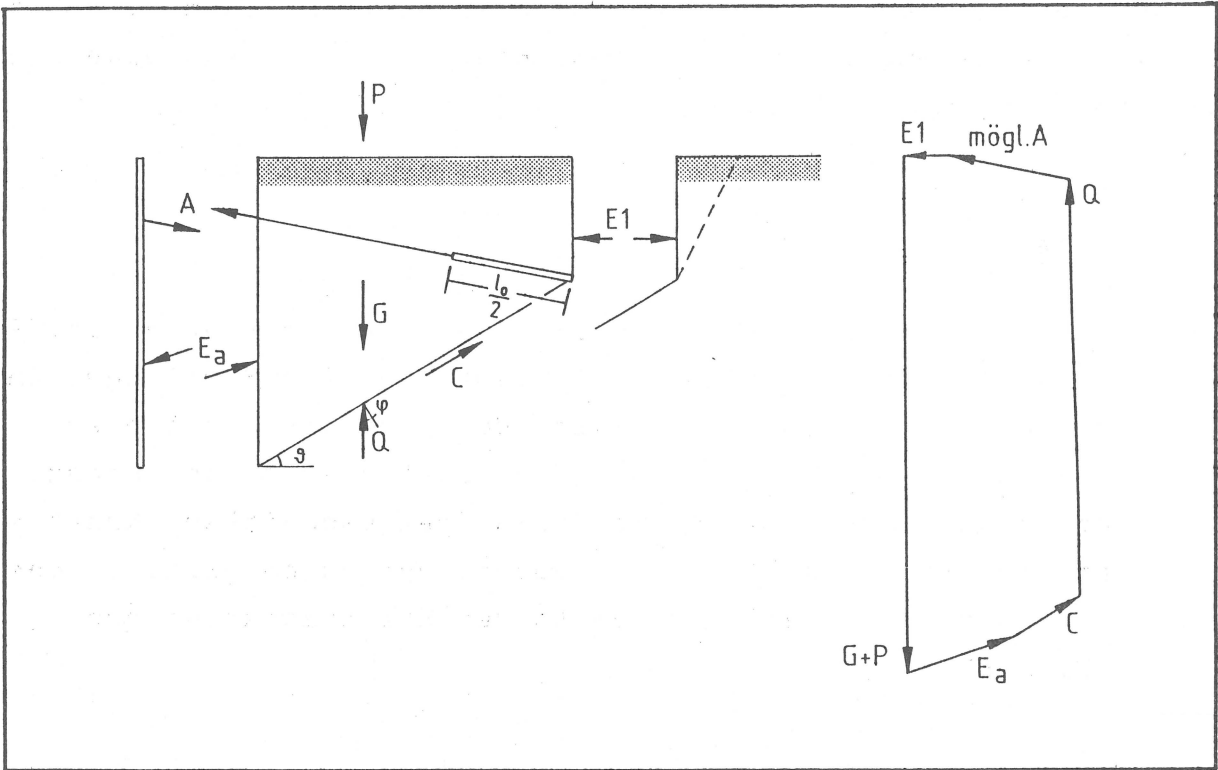


BILD 82: Kräfteansatz nach EAU, E 10 und EAB, EB 44

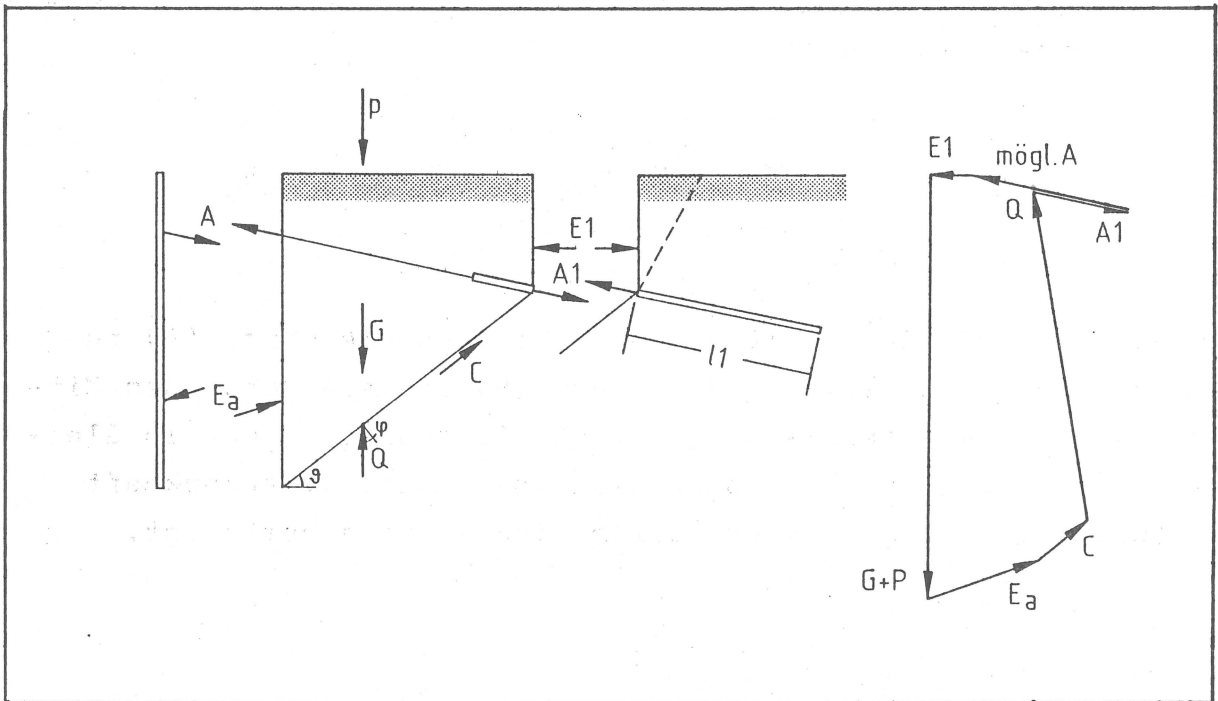


BILD 83: Kräfteansatz für den Extremalansatz

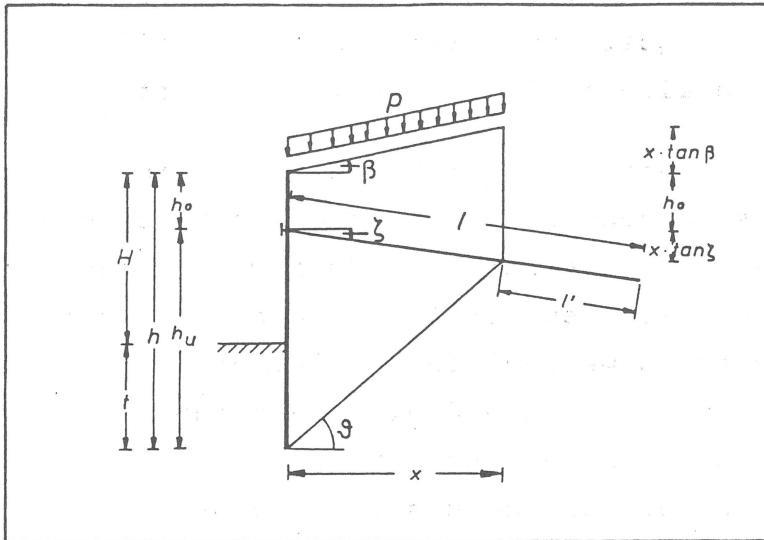


BILD 84

Bezeichnungen für den Extremalansatz

legung, daß für eine Sicherheitsbetrachtung die geringstmögliche Ankerkraft maßgeblich ist. Dazu ist die erste Ableitung nach dem Gleitfugenwinkel zu bilden:

$$(10) \quad \frac{d(\text{mögl. } A)}{d\vartheta} = 0$$

Die darin enthaltenen Größen müssen durch bekannte Eingangsparameter und die Unbekannte ϑ ausgedrückt werden. Es ist auch möglich, die Strecke l' als Unbekannte einzuführen, die Ableitungen werden dadurch aber unübersichtlicher. Den Zusammenhang zwischen l' und der Gleitfugenneigung ϑ gibt Gleichung (11) (vgl. auch Bild 84):

$$(11) \quad l' = l - \frac{h - h_0}{(\tan \zeta + \tan \vartheta) \cdot \cos \zeta}$$

Die freigeschnittene Kraft A_1 erhält man aus Gleichung (12):

$$(12) \quad A_1 = l' \cdot \kappa$$

In Gleichung (12) wurde der in K enthaltene Meterreibungswert als über die Krafteinleitungsstrecke gleichmäßig verteilt angenommen. Diese Annahme wird in Abschnitt 7.2.7 erörtert.

Die Ausbildung eines Extremums zeigt sich deutlich beim grafischen Lösungsweg: Entsprechend den Verfahren zur Erddruckermittlung nach Culmann oder Engesser kann durch Variation der Gleitfugenneigung über das Krafteck (Bild 83) die geringstmögliche Ankerkraft ermittelt werden. In dem Beispiel Bild 85 wurde zur Berechnung der zutreffenden Gleitfugenneigung bei einer pfahlverankerten Stützwand die Neigung von der aktiven Gleitfuge (Linie C-1) bis zur Verbindungslinie Wandfuß-Ankerende (Linie C-5) variiert. Bei den gewählten Randbedingungen stellt sich der geringste Wert für die mögliche Ankerkraft (min A im Krafteck) bei einem relativ steilen Verlauf der Gleitfuge ein (Linie C-X, $\vartheta = 46^\circ$); die Berechnung nach EAU EAU, E 66 ergibt eine Gleitfuge mit einer Neigung von $\vartheta = 22.5^\circ$ (Linie C-3).

Für die analytische Lösung ist die ausführliche Ableitung im Anhang A angegeben (Gleichungen 13 - 33). Zur Auswertung der Modellversuche vereinfacht sich die Gleichung erheblich infolge der horizontalen Anker ($\zeta = 0^\circ$), des Fehlens von Kohäsion ($c = 0 \text{ kN/m}^2$) und der ebenen Geländeoberfläche ($\beta = 0^\circ$):

$$(34) \quad \frac{dA_h}{d\vartheta} = 0 = \frac{x \cdot h_u}{\sin^2 \vartheta} + \frac{E_{av}}{\cos^2 \psi} + \frac{2 \cdot h_o + h_u}{2} \cdot \gamma \cdot h_u \left[\frac{\tan \psi}{\sin^2 \vartheta} - \frac{\cot \vartheta}{\cos^2 \psi} \right]$$

Zur Lösung der Gleichungen genügt ein programmierbarer Taschenrechner, dessen Iterationszeiten allerdings etwas Geduld erfordern.

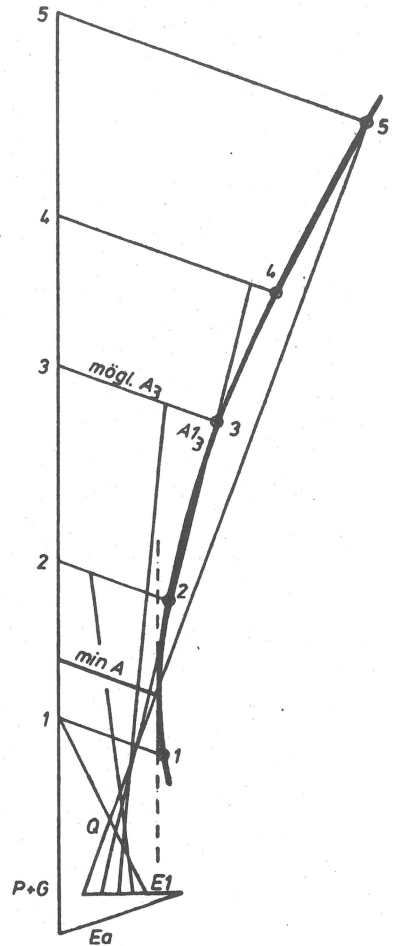
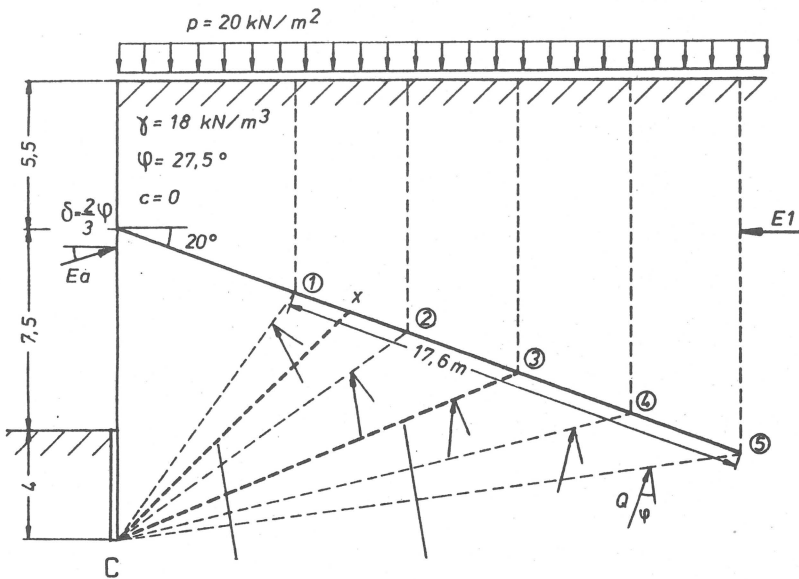


BILD 85

Grafisches Extremalverfahren zur Bestimmung der minimal möglichen Ankerkraft bei Kräfteinleitung über die gesamte Ankerlänge

7.2.4 UNTERSCHIEDUNG ANKERPFAHL - VERPRESSANKER

Bei Verpreßankern ist die Krafteinleitungsstrecke (= Verpreßstrecke l_0) nach vorn begrenzt. Dadurch kann auch die hinter dem Bruchkörper liegende Teilstrecke l' der Krafteinleitungsstrecke nicht größer werden als die Verpreßstrecke, wodurch die Kraft A_1 (Bild 83; Formel 12) begrenzt wird auf

$$(12a) \quad A_1 \leq l_0 \times \kappa$$

Die Hüllkurve an das Krafteck zur Bestimmung des Ankerkraftminimums erhält dadurch eine Unstetigkeitsstelle (Knick) bei der Neigung Wandfuß - Verpreßstreckenbeginn (C-3). Ist im Vergleich

zum Beispiel Bild 85 die Krafteinleitung auf die Strecke 3-5 begrenzt, so ist die mögliche Ankerkraft für alle Gleitfugenneigungen steiler als C-3 gleich der bei dieser Neigung über die Teilstrecke 1' übertragbaren Kraft $A1_3$ (Bild 86, punktiert hinterlegte Teilkräfte). Das Minimum fällt für diese Fälle mit dem aktiven Grenzwert zusammen. Der Vergleich mit Bild 85 zeigt, daß in solchen Fällen ein Zugpfahl (z.B. ein Verpreßpfahl DIN 4128-V) einem Verpreßanker mit demselben Meterreibungswert überlegen, d.h. bei gleicher Gesamtlänge eine höhere Sicherheit bietet.

Bei anderen Randbedingungen als in dem Beispiel der Bilder 85 und 86 ist es denkbar, daß das Minimum für die mögliche Ankerkraft bei einer Gleitfugenneigung erhalten wird, die die Verpreßstrecke schneidet, wie das auch in Versuchen beobachtet worden ist (Bild 74c, vgl. auch Beispiel B in Abschnitt 7.3). In diesen Fällen sind Verpreßanker und Zugpfähle gleichwertig.

Durch die Versuche wurde die analytische Betrachtung bestätigt: Die tiefe Gleitfuge hat sich stets mit der Neigung eingestellt, bei der für die mögliche Ankerkraft ein Minimum errechnet wurde, unabhängig davon, ob ein Verpreßanker oder ein Ankerpfahl simuliert worden war (vgl. auch Beispiele A und B in Abschnitt 7.3).

7.2.5 MODELLFAKTOR

Legt man den Werten $D(\vartheta) = \text{obs } \vartheta - \text{cal } \vartheta$ eine Normalverteilung zugrunde, so erhält man den Mittelwert $m(D) = -0.13^\circ$ und die Standardabweichung $\sigma(D) = 1.44^\circ$. Der Mittelwert liegt demnach so nahe bei Null, daß ein Modellfaktor nicht erforderlich erscheint (bzw. den Wert 1 erhält). Der Modellfaktor war von Pottharst (1980) eingeführt worden, um systematische Abweichungen der Versuchsergebnisse von den Berechnungsergebnissen beim Grundbruch zu erfassen. Um diese für die Praxis nicht erstrebenswerte zusätzliche Größe zu vermeiden, wurden von Pottharst die Teilsicherheitswerte von Modellfaktor und Wichte so modi-

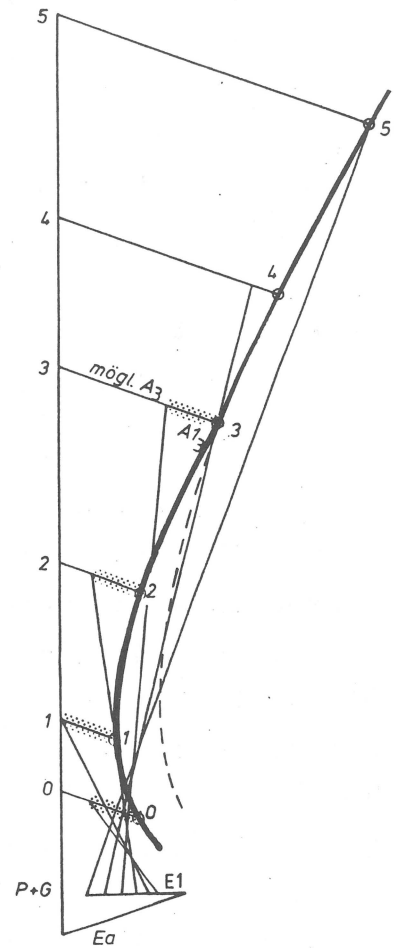
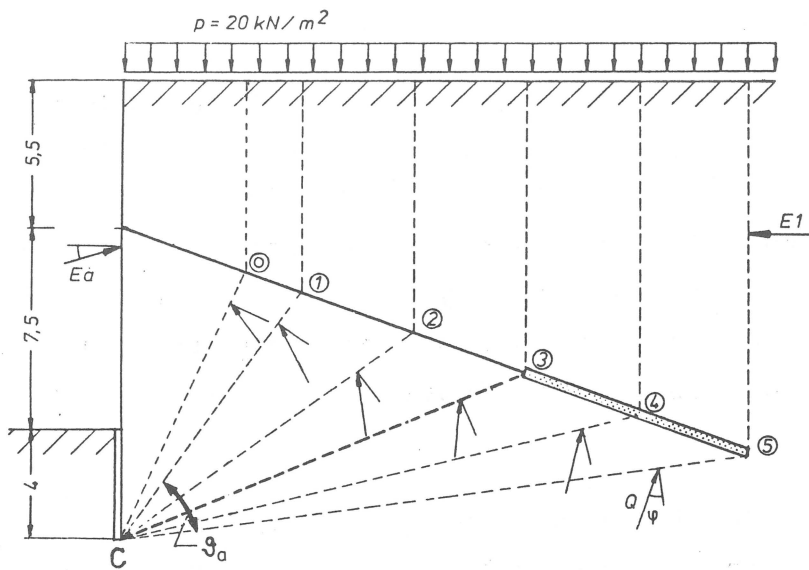


BILD 86

Grafisches Verfahren zur Bestimmung der minimal möglichen Ankerkraft bei begrenzter Krafteinleitungsstrecke (strichliert: Hüllkurve bei Zugpfahl gemäß Bild 85)

fiziert, daß für den Modellfaktor der Wert 1 eingesetzt werden konnte. Das bedeutet allerdings, daß diese Kombination von Teilsicherheitsbeiwerten nur für die Grenzzustandsgleichung des Grundbruchs zutreffend ist und nicht ohne Einschränkung auf andere Fälle übertragen werden kann. Für die Übertragbarkeit der an späterer Stelle (Kapitel 8) ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte ist es daher vorteilhaft, im vorliegenden Fall keinen Modellfaktor berücksichtigen zu müssen.

7.2.6 RECHENWERTE FÜR DEN METERREIBUNGSWERT

Bei der Auswertung der Modellversuche konnte der Meterreibungswert für jeden einzelnen Versuch aus den gemessenen Ankerkräften errechnet werden (s. Kapitel 5). In der Praxis soll aber eine Bemessung erfolgen, die den (in den Modellversuchen planmäßig herbeigeführten) Bruch des Stützsystems mit Sicherheit ausschließt. So ist es daher unerlässlich, den beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge mobilisierbaren Meterreibungswert vorab zu kennen.

Unter Berücksichtigung der üblichen Bau- und Prüfverfahren können für die Meterreibung empirisch gefundene oder aus Zugversuchen errechnete Werte eingesetzt werden. Empirische Werte sind in den Normen nur für gerammte Zugpfähle angegeben. Nach DIN 4026, 8.1.2, darf bei Einbindetiefen von mehr als 5 m in ausreichend tragfähigen Boden mit einer zulässigen Mantelreibung von 25 kN/m^2 bezogen auf die abgewickelte Mantelfläche gerechnet werden. In DIN 1054, 5.4.2, wird bei Neigungen bis 2:1 eine Sicherheit gegenüber der Grenzlast von $\eta = 2$, bei 1:1 geneigten Pfählen von $\eta = 1.75$ gefordert. In EAU, E 26, werden diese Sicherheitswerte übernommen und auf flacher geneigte Ankerpfähle erweitert ($\eta = 1.5$ bei Neigungen von 1:2 und flacher). Die der zulässigen Mantelreibung entsprechende Grenzmantelreibung liegt daher zwischen 50 kN/m^2 und 37.5 kN/m^2 . In der Empfehlung E 16 der EAU werden 50 kN/m^2 für mitteldicht gelagerte rollige Böden und 30 kN/m^2 für halbfeste bindige Böden als Richtwerte für die Grenzmantelreibung angegeben. Die Auswertung einer Vielzahl von Probelastungen an gerammten Zugpfählen ergab jedoch eine häufige Unterschreitung dieser Grenzwerte. Bild 87 zeigt die Verteilung der Mittelwerte der Mantelreibung aus Zugversuchen an Rammpfählen, bezogen auf die Krafteinleitungsstrecke und die Tiefenlage des Mittelpunktes der Krafteinleitungsstrecke (= mittlere Überlagerungshöhe). Eine ausführliche Dokumentation dieser Literaturstudie findet sich bei Franke/Heibaum (1985). Demnach stellen empirische Werte keine verlässliche Grundlage dar.

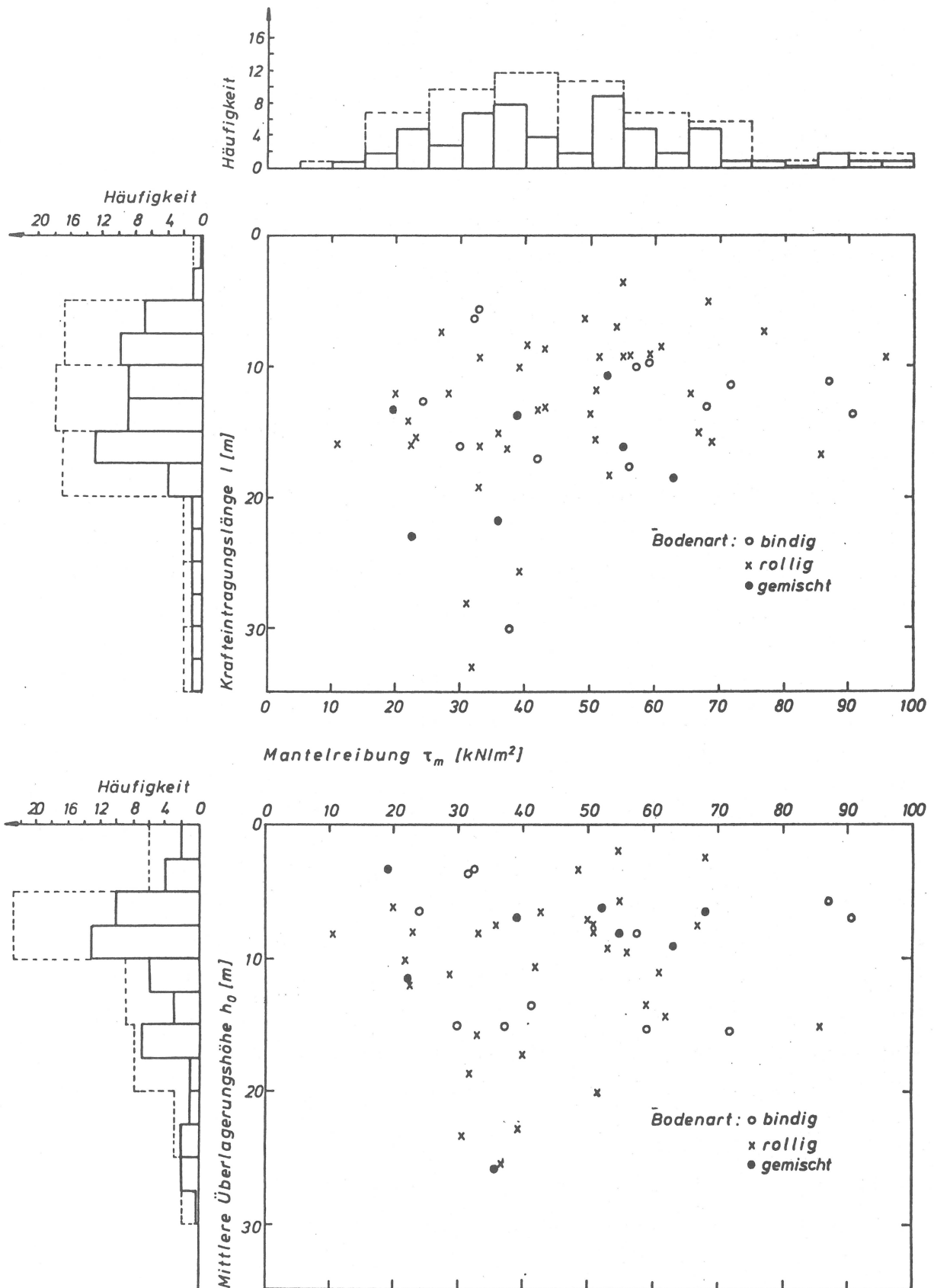


BILD 87: Auswertung von Zugversuchen an Rammpfählen

Vorzuziehen ist ein Nachweis der Tragfähigkeit von Zugpfählen und Verpreßankern durch Probelastungen. Der Meterreibungswert kann bei Pfählen aus der Grenzlasterlast Q_g des Zugversuchs (DIN 1054, 5.4), bei Verpreßankern aus der Bruchlast A_b (DIN 4125/2, 2.3b) ermittelt werden. Wird bei der Eignungsprüfung eines Verpreßankers bei 1.5facher rechnerischer Gebrauchslast A_r (i.a. gilt außerdem $A_r = \text{zul } A$) keine der in DIN 4125/2 genannten Grenzlasterlasten überschritten, so wird eine Tragreserve von ca.15% angenommen (Fußnote zu DIN 4125/2, 5.3), d.h. die Bruchlast beträgt $A_b \geq 1.75 \times \text{zul } A$ (DIN 4125/2, 5.2).

Bei Verwendung des in einem Zugversuch ermittelten Meterreibungswertes im Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge muß jedoch beachtet werden, daß Rechnungen (Abschnitt 4.8.2) und Messungen (Abschnitt 5.5 und 5.6) gezeigt haben, daß bei dicht gelagertem rolligen Boden die Tragfähigkeit eines Ankers im Zugversuch größer ist als beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge. Ein entsprechendes Verhalten der Anker darf auch in bindigen Böden mit größerer Festigkeit erwartet werden. In Abschnitt 5.6 wurde daher vorgeschlagen, zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung und des Unterschieds im Tragverhalten zwischen Probelastung und Systemversuch die aus Zugversuchen in dicht gelagertem rolligen Boden erhaltenen Meterreibungswerte bis auf die Hälfte abzumindern, bei lockerer Lagerung keine Abminderung vorzunehmen und dazwischen linear zu interpolieren. Diese Abminderung berücksichtigt nur die geringere Traglast des Ankers beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge gegenüber der Probelastung. Sie bedeutet nicht eine Sicherheit im Sinne der Normen zur Festlegung einer zulässigen Last in Abhängigkeit von der im Zugversuch ermittelten Traglast.

Da der Bruch auf der tiefen Gleitfuge und das Herausziehen des Ankers aus dem Boden hinter der tiefen Gleitfuge gleichzeitig erfolgen, ist in die Standsicherheitsuntersuchung nach dem Extremalansatz (Abschnitt 7.2.3) der Bruchwert (DIN 4125) oder Grenzwert (DIN 1054) des Meterreibungswertes einzuführen. Die Sicherheit gegenüber Bruch auf der tiefen Gleitfuge und die Sicherheit ausreichender Kraftübertragung vom Anker auf

den Boden bedingen sich gegenseitig und bilden daher eine Einheit. Aus diesem Grund und wegen des qualitativ gleichen Verhaltens aller Ankertypen sind der Ansatz einer höheren und mit flacher werdender Neigung wachsenden Sicherheit beim Zugversuch an Verpreßpfählen in DIN 4128, 9.1 ($\eta = 2.0 - 3.0$) gegenüber abnehmenden Werten bei Ankerpfählen nach EAU, E 26 ($\eta = 2.0 - 1.5$) und die in DIN 4128 gegebene Erklärung "... wegen der hier in der Regel höheren Ausnutzung der Mantelreibung mit größer werdender Abweichung zur Vertikalen ..." nicht verständlich. Gerechtfertigt erscheinen dagegen unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte bei Verpreßankern und Zugpfählen infolge des Verzichts auf die Abnahmeprüfung bei Pfählen, die nach DIN 4125 an jedem Verpreßanker durchgeführt werden muß. Der Unterschied zwischen $\eta = 3.0$ (DIN 4128) und $\eta = 1.5$ (DIN 4125) erscheint jedoch sehr groß. Genaue Auskunft können aber nur zahlreiche Messungen liefern. Im probabilistischen Nachweisverfahren, wie es in Kapitel 8 angewandt wird, könnten solche Unterschiede im Prüfverfahren von vornherein eingearbeitet werden. Zur Festlegung entsprechender Parameter für dieses Verfahren sind vorab ebenfalls Auswertungen von Messungen bei Zugversuchen erforderlich.

7.2.7 METERREIBUNGSVERTEILUNG AM ANKER

Aufgrund der Berechnungen nach der FEM wurde der Formel (12) ein konstanter Meterreibungswert zugrunde gelegt. Mit dieser Annahme wurde eine gute Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Gleitfugenneigungen in den Modellversuchen erreicht. In einer Literaturstudie wurden jedoch unterschiedliche Aussagen gefunden:

Basset (1977) erhält für ähnliche Ankertypen wie in den Modellversuchen in bindigen Böden eine konstante Mantelreibungsverteilung im Bruchzustand.

Mayer (1983) hat im Bruchzustand eine zum Ende hin zunehmende Mantelreibung gemessen, wobei die Anker allerdings vertikal aus

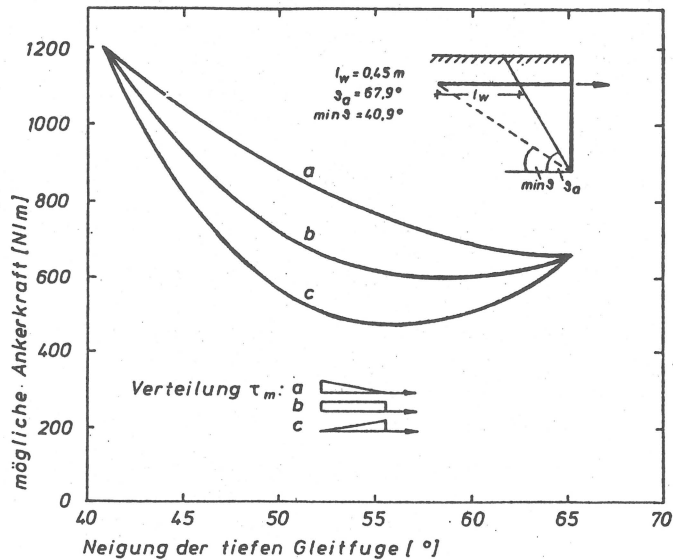


BILD 88

Einfluß der Mantelreibungverteilung

dem Boden herausgezogen wurden, so daß ein Einfluß aus dem mit der Tiefe zunehmenden Spannungsniveau nicht auszuschließen ist.

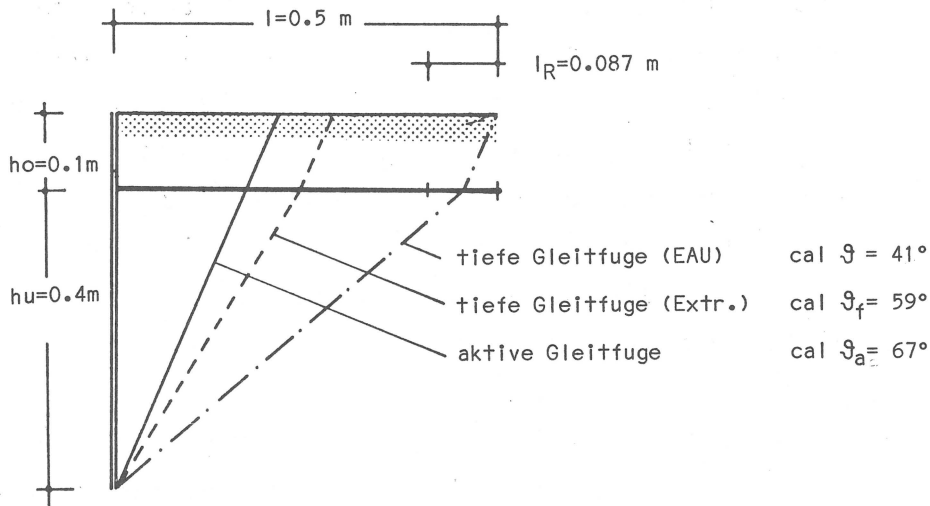
Ostermayer/Scheele (1977) haben bei dichtem Sand eine Mantelreibungverteilung mit einem Maximum am Ankerende festgestellt, bei mitteldicht und locker gelagertem Sand eine gleichmäßige Verteilung.

Inzeçik (1985) teilt die Krafteinleitungsstrecke in zwei Abschnitte, in denen näherungsweise konstante Mantelreibungswerte angesetzt werden, wobei der größere Wert in der Teilstrecke am Ankerende wirksam wird.

Die Auswirkungen von Verteilungen mit Maximum am Ankerende (a) und am Anfang der Krafteinleitungsstrecke (c) auf die mögliche Ankerkraft unter Berücksichtigung der jeweils freigeschnittenen Kraft A_1 sind im Vergleich zur gleichmäßigen Verteilung (b) auf Bild 88 dargestellt. Dabei zeigt sich, daß nicht nur die Lage sondern auch der Wert des Minimums eine Veränderung erfährt. In Versuchen beobachtet wurden nur die Verteilungen (a) und (b). Für die weiteren Berechnungen wird die gleichmäßige Verteilung beibehalten, da von den beiden beobachteten Verteilungstypen für den Fall (b) das Minimum der Ankerkraft geringer ausfällt als bei zum Ankerende hin zunehmender Verteilung (a).

7.3 BEISPIELRECHNUNGEN

In dem folgenden Abschnitt wird der Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge, bzw. die Bemessung der erforderlichen Ankerlänge jeweils nach dem in den EAU beschriebenen Verfahren und nach dem Extremalansatz durchgeführt. Die Beispiele A und B behandeln Modellversuche mit Zugpfählen (Beispiel A) und Verpreßankern (Beispiel B). In den Beispielen C und D wird die Bemessung einer in der Literatur (Gigan, 1984) beschriebenen, mit Verpreßankern gehaltenen Uferwand nachvollzogen, wobei in Beispiel C ein den wirklichen Verhältnissen entsprechender bindiger Boden, in Beispiel D ein dicht gelagerter Sand den Berechnungen zugrunde gelegt wird. In Beispiel E werden ausgehend von einem Grundfall die Parameter Reibungswinkel, Kohäsion, Geländeneigung, Bodeneigengewicht und Auflast auf der Geländeoberfläche systematisch variiert.



$\varphi = 50^\circ$
 $\delta = 40^\circ$
 $\gamma = 17000 \text{ N/m}^3$

$E_{ah} = 218.9 \text{ N/m}$
 $A = 91.2 \text{ N/m}$
 $\text{obs } \vartheta = 59^\circ$

Ankerlänge $l = 0.5 \text{ m}$
 Ankerabstand $a = 0.175 \text{ m}$

Tiefe Gleitfuge nach EAU

Meterreibungswert aus Ankerzugversuch
 Sicherheit nach EAU, E 66
 rechnerische Kräfteinleitungsstrecke

$\text{obs } T = 275 \text{ N/m}$
 $\text{erf. } \eta = 1.5$
 $\text{erf. } l_R = \frac{91.2 \times 1.5}{275} = 0.5 \text{ m/m}$
 $= 0.087 \text{ m je Anker}$

$\text{mögl. } A = 539.2 \text{ N/m}$
 $\eta = 5.9$

Tiefe Gleitfuge nach Extremalansatz

Meterreibungswert aus Systemversuch
 Kraftübertragungswert
 Gleitfugenneigung

$\text{obs } T = 200 \text{ N/m}$
 $\kappa = 200 / 0.175 = 1143 \text{ N/m}^2$
 $\text{cal } \vartheta_f = 58.9^\circ$
 $\text{mögl. } A = 351.8 \text{ N/m}$
 $\eta = 3.9$

Beispiel A zeigt den Vergleich zwischen Nachweisen nach EAU und nach dem Extremalansatz anhand eines Modellversuchs mit einem 50 cm langen Ankerpfahl. Innerer Reibungswinkel und Bodengewichte wurden aus dem Modellversuch erhalten, ebenso der Meterreibungswert (dieser liegt bei diesem Versuch mit $T = 200 \text{ N/m}$ an der Obergrenze des Streubereichs). Der Meterreibungswert für die Bemessung nach EAU wurde im Ankerzugversuch gegen die festgehaltene Wand ermittelt und mit der Sicherheit $\eta = 1.5$ nach EAU, E 66, abgemindert, um die rechnerische Krafteinleitungsstrecke l_R zu bestimmen.

In diesem Beispiel täuscht der Nachweis nach EAU eine zu große Sicherheit vor, weil dabei der Einfluß aus Gruppenwirkung und dem Unterschied zwischen Ankerzugversuch und Systembruch beim Meterreibungswert nicht berücksichtigt ist. Wie der Vergleich zwischen errechnetem und gemessenem Gleitfugenwinkel zeigt, wird nach dem Extremalansatz ein zutreffendes Ergebnis erhalten.

BEISPIEL B

$$\varphi = 47^\circ$$

$$E_{ah} = 268 \text{ N/m}$$

$$\delta = 2/3 \varphi$$

$$A = 112 \text{ N/m}$$

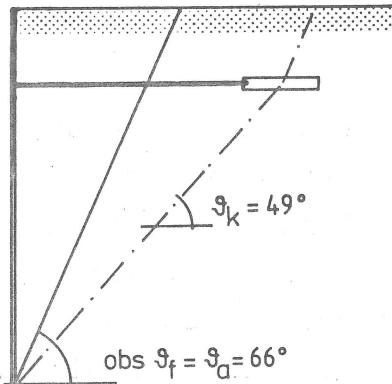
$$\gamma = 16910 \text{ N/m}^3$$

Meterreibungswert aus Ankerzugversuch $T = 275 \text{ N/m}$

$$\kappa = T/a = 1954 \text{ N/m}^2$$

Meterreibungswert aus Systemversuch $T = 155 \text{ N/m}$

$$\kappa = T/a = 1100 \text{ N/m}^2$$



VERSUCH 63 ($l = 0.4 \text{ m}$, $l_0 = 0.1 \text{ m}$, $a = 0.14 \text{ m}$)

EAU: $\text{m\"ogl. } A = 203.7 \text{ N/m}$

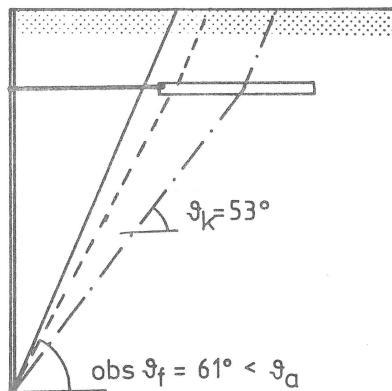
$$\eta = 1.8$$

Extremalansatz: $\text{m\"ogl. } A = \kappa \times l_0 = 1100 \times 0.1 = 110 \text{ N/m}$

$$\eta = 1.0$$

Ankerzugversuch: $A_b = 275 \times 0.1 / 0.14 = 196 \text{ N/m}$

$$\eta = 1.75$$



VERSUCH 64 ($l = 0.4 \text{ m}$, $l_0 = 0.2 \text{ m}$, $a = 0.14 \text{ m}$)

EAU: $\text{m\"ogl. } A = 108.3 \text{ N/m}$

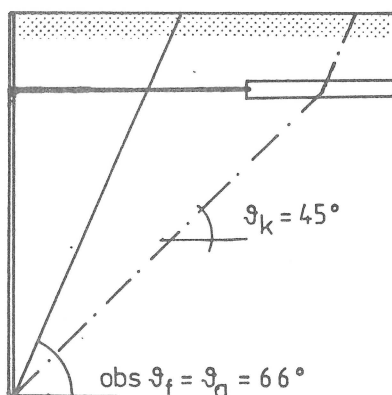
$$\eta = 0.97$$

Extremalansatz: $\text{m\"ogl. } A = 205.0 \text{ N/m}$

$$\eta = 1.8$$

Ankerzugversuch: $A_b = 275 \times 0.2 / 0.14 = 392 \text{ N/m}$

$$\eta = 3.5$$



VERSUCH 68 ($l = 0.5 \text{ m}$, $l_0 = 0.2 \text{ m}$, $a = 0.14 \text{ m}$)

EAU: $\text{m\"ogl. } A = 320 \text{ N/m}$

$$\eta = 2.9$$

Extremalansatz: $\text{m\"ogl. } A = \kappa \times l_0 = 1100 \times 0.2 = 220 \text{ N/m}$

$$\eta = 1.9$$

Ankerzugversuch: $A_b = 275 \times 0.2 / 0.14 = 392 \text{ N/m}$

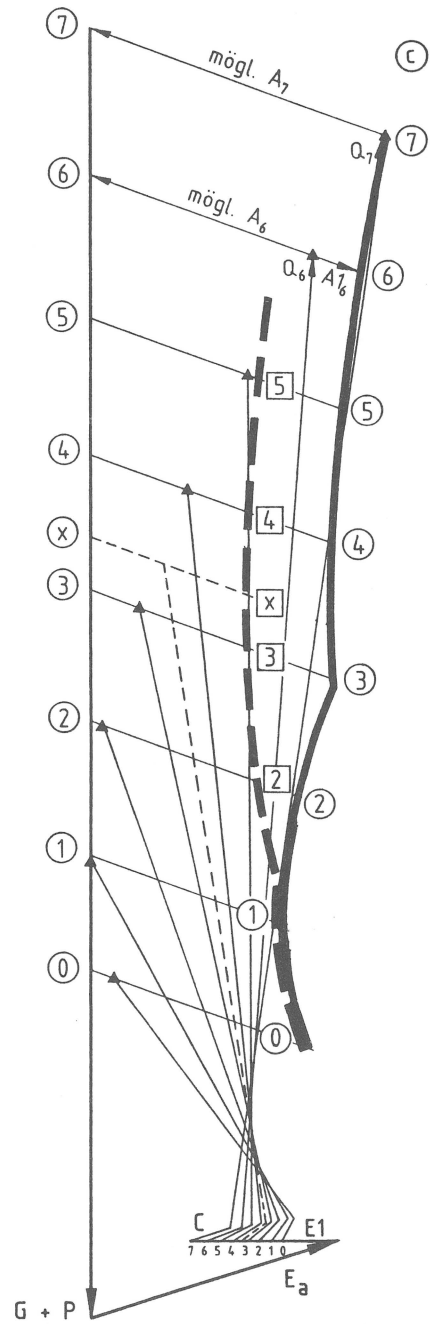
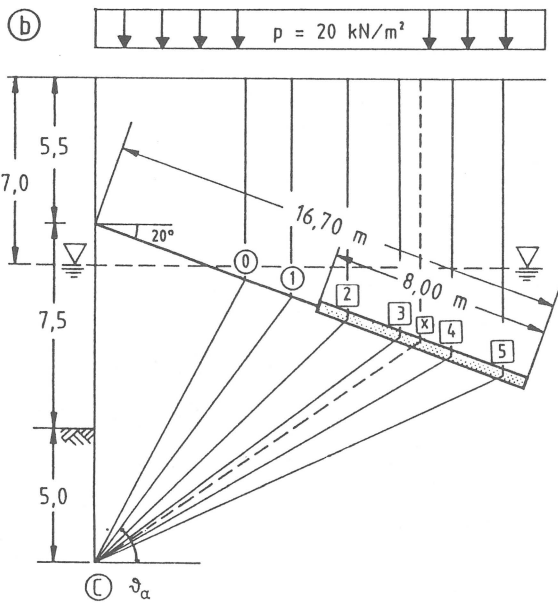
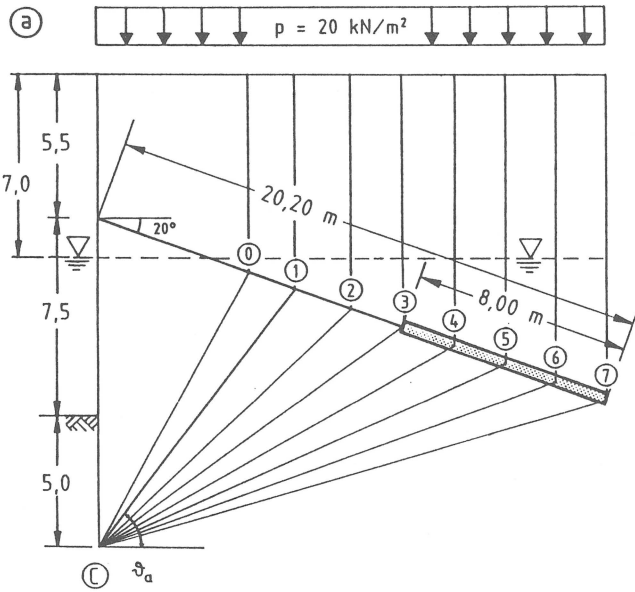
$$\eta = 3.5$$

Beispiel B verdeutlicht an drei Modellversuchen mit simulierten Verpreßankern den in Abschnitt 7.2.4 beschriebenen Unterschied zwischen Verpreßankern und Ankerpfählen. Zur Bestimmung der Sicherheit nach EAU wird die tiefe Gleitfuge entsprechend EAU, E 66, und EAB, EB 44, jeweils bis in die Mitte der Krafteinleitungsstrecke geführt. Neben der Sicherheit nach dem Extremalansatz wird auch die im Ankerzugversuch ermittelte Sicherheit aufgeführt. Zur besseren Vergleichbarkeit der Versuche untereinander wurden in die Rechnung dieselben Werte für γ , ψ und T eingeführt, die in den Versuchen geringe Unterschiede aufwiesen.

Für die Versuche 63 und 68 wurden nach EAU zu hohe Sicherheiten erhalten. Wie die Versuche zeigten, stellt sich bei den gegebenen Randbedingungen kein Bruch auf der tiefen Gleitfuge ein, sondern es erfolgt ein Herausziehen des Ankers und die Ausbildung eines aktiven Gleitkeils. Die vorhandene Sicherheit erhält man nach dem Extremalansatz: die mögliche Ankerkraft ist in diesen beiden Fällen die Herausziehkraft des Ankers im Systemversuch, d.h. unter Berücksichtigung des Unterschiedes zum Ankerzugversuch und der Gruppenwirkung. Die Ankerbruchlast A_b , ermittelt im Ankerzugversuch, ist wesentlich größer und nicht maßgeblich!

Im Versuch 64 reicht die simulierte Verpreßstrecke genügend weit nach vorn, um den Fall des Herausziehens zu vermeiden und eine tiefe Gleitfuge zu mobilisieren. Da infolge der gegenüber Versuch 63 verlängerten Krafteinleitungsstrecke die rechnerische tiefe Gleitfuge nach EAU steiler verläuft als beim gleichlangen Anker in Versuch 63, wird keine ausreichende Sicherheit erhalten. Es ist schon gefühlsmäßig nicht einsichtig, daß eine längere Verpreßstrecke bei gleicher Ankerlänge eine geringere Sicherheit bieten soll. Der Nachweis nach dem Extremalansatz bestätigt diese Vermutung: Für die Randbedingungen in Versuch 64 wird eine ausreichende Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge erhalten, für Versuch 63 mit der kürzeren Krafteinleitungsstrecke nicht.

BEISPIEL C



$\varphi = 25^\circ$
 $c = 7.5 \text{ kN/m}^2$
 $\delta_a = 2/3 \varphi$
 $\delta_p = -1/3 \varphi$
 $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$
 $A_r = 1000 \text{ kN}$
 $l_0 = 8.0 \text{ m}$

In Beispiel C (a) wird nach dem in EAU und EAB beschriebenen Verfahren (gemäß Bild 82) eine erforderliche Ankerlänge von 20.2 m mit dabei maßgeblicher tiefer Gleitfuge C-⑤ zur Mitte der Krafteinleitungsstrecke erhalten. Für diese Ankerlänge wurde die Gleitfugenneigung variiert und die zugehörigen Kraftecke (c) gezeichnet. Die Minimumsuche mit einem Kräfteansatz nach Bild 83 zeigt, daß die geringste Sicherheit nicht für den zur als maßgeblich angenommenen Gleitfuge C-⑤ gehörigen Kraftvektor ⑤-⑤ erhalten wird, sondern für den Fall 'Herausziehen des Ankers und Ausbildung des aktiven Gleitkeils (C-①)' mit dem Kraftvektor ①-① (durchgezogene Hüllkurve). Das dabei ermittelte Minimum der Sicherheit von $\eta = 1.76$ (das ist die im Zugversuch bestätigte Sicherheit gegenüber Herausziehen) liegt über dem erforderlichen Wert von $\eta = 1.5$. In Beispiel C (b) genügt nach dem Extremalansatz eine um 3.5 m kürzere Ankerlänge von 16.7 m, um die Sicherheit von $\eta = 1.5$ zu gewährleisten. Die zugehörige strichlierte Hüllkurve zeigt das Ankerkraftminimum bei dem Vektor (x)-(x) mit der zugehörigen tiefen Gleitfuge C-x.

aus Stützwandstatik

erf.t = 5.0 m
vorh.A = 432.1 kN/m

Nachweis tiefe Gleitfuge nach EAU

erf. l_{ges} = 20.2 m
mögl.A = 658.3 kN/m
 $\eta = \frac{658.3}{432.1} = 1.52$

aus Ankerzugversuch (DIN 4125)

A_b = 1.75 A_r
= 1.75 × 1000 = 1750 kN

Ankerabstand

$a = \frac{A_r}{\text{vorh.A}} = \frac{1000}{432.1} = 2.3 \text{ m}$

(a) Nachweis nach Extremalansatz für l_{ges} = 20.2 m

Meterreibungswert $T = \frac{A_b}{l_0} = \frac{1000}{8} = 218.75 \text{ kN/m}$

bez.auf 1 m Stützwand $\kappa = \frac{T}{a} = \frac{218.75}{2.3} = 95.1 \text{ kN/m}^2$

min.mögl.A = 750.9 kN/m (Kraftvektor ①-①)
 $\hat{=} l_0 \times \kappa = 8.0 \times 95.1 = 760.9 \text{ kN/m}$

$\eta = \frac{760.9}{432.1} = 1.76 > 1.5$

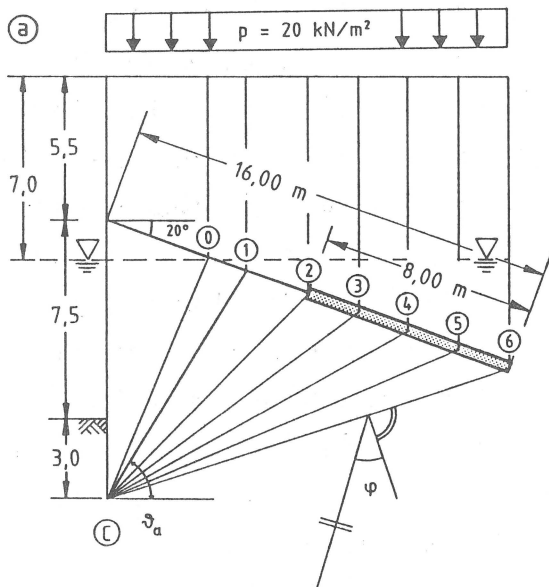
(b) Nachweis nach Extremalansatz für l_{ges} = 16.7 m

min.mögl.A = 648.3 kN/m (Kraftvektor (x)-(x))

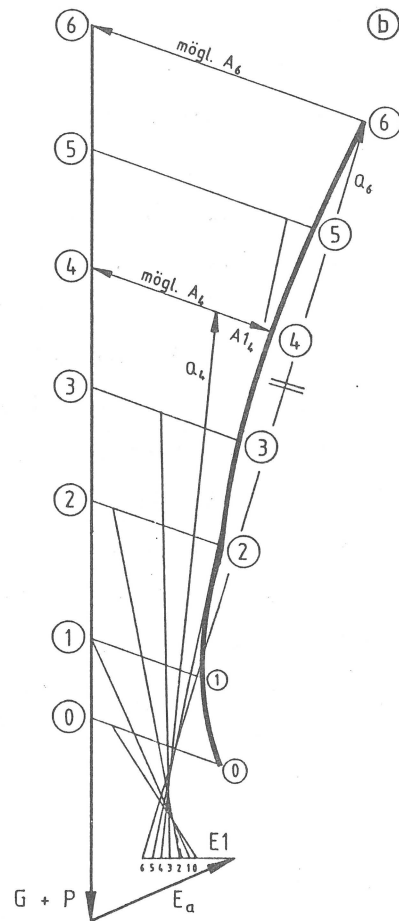
$\eta = \frac{648.3}{432.1} = 1.5$

(c) Kraftecke für alle Fälle: Die Kraftecke nach EAU, 8.4.9 schließen sich bei ▲ durchgezogene Hüllkurve für Fall (a) strichlierte Hüllkurve für Fall (b)

BEISPIEL D



$$\begin{aligned} \varphi &= 35^\circ \\ c &= 0 \\ \delta_a &= 2/3 \varphi \\ \delta_p &= -1/3 \varphi \\ \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 11 \text{ kN/m}^3 \\ A_r &= 1000 \text{ kN} \\ l_0 &= 8.0 \text{ m} \end{aligned}$$



aus Stützwandstatik

$$\begin{aligned} \text{erf. } t &= 3.0 \text{ m} \\ \text{vorh. } A &= 303.8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis tiefe Gleitfuge nach EAU

$$\begin{aligned} \text{erf. } l_{\text{ges}} &= 16.0 \text{ m} \\ \text{mögl. } A &= 486.6 \text{ kN/m} \\ \eta &= \frac{486.6}{303.8} = 1.6 \end{aligned}$$

aus Ankerzugversuch (DIN 4125)

$$\begin{aligned} A_b &= 1.75 A_r \\ &= 1.75 \times 1000 = 1750 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ankerabstand

$$a = \frac{A_r}{\text{vorh. } A} = \frac{1000}{303.8} = 3.3 \text{ m}$$

Nachweis nach Extremalansatz

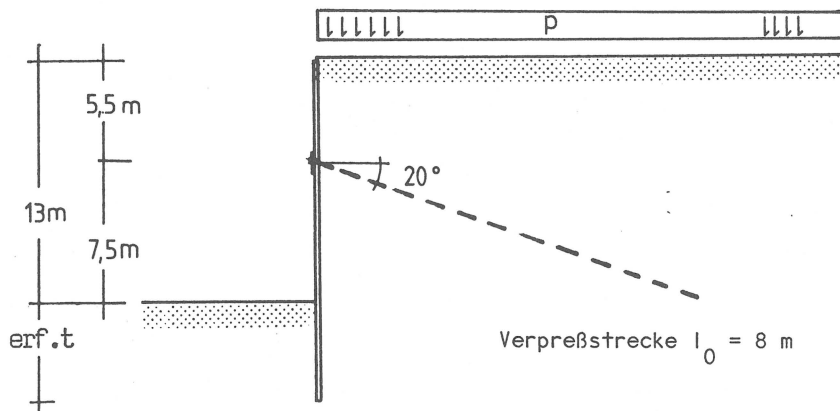
$$\begin{aligned} \text{red. } A_b &= \frac{1750}{2} = 875 \text{ kN} \\ \text{min. mögl. } A &= \frac{875}{3.3} = 265.1 \text{ kN/m} \quad (\text{Kraftvektor } \textcircled{1} - \textcircled{1}) \\ \eta &= \frac{265.1}{303.8} = 0.9 < 1.5 \end{aligned}$$

In Beispiel D wird die Gelände- und Ankergeometrie aus Beispiel C beibehalten, aber als Hinterfüllung ein dicht gelagerter Sand angenommen. Die Gebrauchslast des Ankers soll ebenfalls $A_T = 1000 \text{ kN}$ bei $l_0 = 8 \text{ m}$ betragen, die Anforderungen des Ankerzugversuchs nach DIN 4125, Teil 2, 2.3 sollen erfüllt sein. Bei der errechneten Last von $\text{vorh.}A = 303.8 \text{ kN/m}$ beträgt der erforderliche Ankerabstand $a = 3.3 \text{ m}$.

Wegen der hier vorliegenden hohen Lagerungsdichte wird die im Ankerzugversuch am Einzelanker gemessene Ankergrenzlast A_B auf die Hälfte reduziert, um eine Abschätzung für die Grenzlast im Fall eines Systembruchs (red A_B) zu erhalten. Nach dem Extremalansatz wird die minimal mögliche Ankerkraft $\text{min.mögl.}A = 262.5 \text{ kN/m}$ und eine Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge von $\eta = 0.9$ errechnet. Um auch bei Systembruch die erforderliche Sicherheit zu gewährleisten, ist ein engerer Ankerabstand erforderlich, da eine Verlängerung des Ankers ohne Wirkung bliebe: die Verpreßstrecke liegt in voller Länge außerhalb des Bruchkörpers. (Der Ankerabstand ist nach dem herkömmlichen Verfahren ohne Einfluß auf die erforderliche Länge eines Verpreßankers, beim Extremalverfahren ist er über die Kraft A_1 mitbestimmend.)

Im Ergebnis zeigt sich, daß trotz ausreichender Standsicherheit beim herkömmlichen Nachweis für die tiefe Gleitfuge und trotz bestandener Eignungsprüfung des Ankers das Stützsystem bei den hier vorliegenden Randbedingungen keine ausreichende Standsicherheit aufweist.

BEISPIEL E



Grundfall:

$$\begin{aligned} \varphi &= 27.5^\circ \\ \delta &= 2/3 \varphi \\ c &= 0 \\ \gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \beta &= 0^\circ \\ p &= 20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

| | erf.t | A_h | erf.l (EAU) | vorh. η | erf.l (Extr.) | l' (Extr.) | η Pfahl |
|------------------------------|-------|-------|----------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Grundfall | 3.93 | 417.7 | 19.0 | 1.75 | 15.8 | 4.7 | 2.2 |
| $\varphi = 25^\circ$ | 4.75 | 481.7 | 21.0 | 1.75 | 17.2 | 3.5 | 2.3 |
| 30° | 3.34 | 364.9 | 17.5 | 1.75 | 14.7 | 5.3 | 2.1 |
| 32.5° | 2.78 | 318.8 | 16.0 | 1.75 | 13.8 | 5.7 | 2.0 |
| 35° | 2.29 | 279.0 | 15.0 | 1.75 | 13.1 | 6.0 | 1.9 |
| $c = 5 \text{ kN/m}^2$ | 3.34 | 384.2 | 18.5 | 1.75 | 14.7 | 5.3 | 2.3 |
| 10 kN/m ² | 2.82 | 275.1 | 16.0 | 1.75 | 13.8 | 5.7 | 2.0 |
| 20 kN/m ² | 1.91 | 146.2 | 13.0 | 1.69 | 12.1 | 5.8 | 1.7 |
| 25 kN/m ² | 1.56 | 85.2 | 11.5 | 1.65 | 10.9 | 5.3 | 1.7 |
| $\beta = 5^\circ$ | 4.15 | 450.8 | 19.5 | 1.75 | 17.2 | 5.2 | 2.2 |
| 10° | 4.41 | 492.8 | 20.5 | 1.75 | 17.2 | 4.0 | 2.3 |
| 15° | 4.74 | 555.0 | 22.0 | 1.75 | 18.5 | 3.6 | 2.3 |
| 20° | 5.30 | 640.0 | 24.0 | 1.75 | 20.0 | 2.5 | 2.4 |
| $p = 0 \text{ kN/m}^2$ | 3.79 | 340.5 | 18.5 | 1.75 | 15.5 | 5.2 | 2.1 |
| 10 kN/m ² | 3.86 | 379.1 | 18.5 | 1.75 | 15.6 | 4.9 | 2.2 |
| 30 kN/m ² | 4.09 | 457.6 | 19.5 | 1.75 | 16.0 | 4.4 | 2.3 |
| 40 kN/m ² | 4.16 | 596.5 | 19.5 | 1.75 | 16.2 | 4.2 | 2.2 |
| $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ | 4.38 | 484.6 | 19.5 | 1.75 | 16.1 | 4.7 | 2.3 |
| 15 kN/m ³ | 3.57 | 354.4 | 19.0 | 1.75 | 15.6 | 4.7 | 2.3 |
| 12 kN/m ³ | 3.14 | 292.6 | 18.5 | 1.75 | 15.3 | 4.6 | 2.2 |
| 9 kN/m ³ | 2.63 | 232.8 | 18.5 | 1.75 | 15.1 | 4.5 | 2.3 |

In Beispiel E werden auf der Grundlage der Gelände- und Ankergeometrie der Beispiele C und D systematische Variationen einzelner Parameter durchgeführt. Ausgehend von einem Grundfall wird jeweils ein Wert geändert und die für diesen Fall erforderliche Ankerlänge nach EAU (Spalte 3) und nach dem Extremalansatz (Spalte 5) ermittelt. Es wird ein Boden zugrunde gelegt, bei dem Unterschiede zwischen Ankerzugversuch und Systemversuch und Einflüsse aus Gruppenwirkung nicht zu berücksichtigen sind.

In Spalte 4 ist die Sicherheit angegeben, die man nach dem Extremalansatz für die nach EAU erforderliche Ankerlänge erhält. Es zeigt sich, daß in fast allen Fällen mit diesen Ankerlängen und der Verpreßstrecke von 8 m kein Bruch auf der tiefen Gleitfluge erhalten wird, sondern ein Herausziehen des Ankers und Ausbildung des aktiven Gleitkeils. Die Sicherheit entspricht der im Zugversuch bestätigten Sicherheit gegen Herausziehen ($\eta=1.75$).

In Spalte 7 ist die Sicherheit aufgeführt, die sich nach dem Extremalansatz für einen Verpreßpfahl DIN 4128-V ergibt, der dieselbe Mantelreibung wie die zugrunde gelegten Verpreßanker mobilisieren kann und in seiner Länge der Ankerlänge nach EAU (Spalte 3) entspricht. Für fast alle Variationen liegt die Sicherheit über dem erforderlichen Wert von $\eta = 1.5$ und auch über der Sicherheit gegenüber Herausziehen des Ankers von 1.75. Daraus erkennt man, daß hier ein Verpreßpfahl bei gleicher Länge und gleicher mobilisierbarer Mantelreibung einem Verpreßanker hinsichtlich der erreichten Sicherheit überlegen ist, bzw. bei gleicher Sicherheit kürzer oder mit größerem Abstand eingebaut werden könnte.

7.4 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Der Ansatz von Kranz zur Bestimmung der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge bzw. zur Bestimmung der erforderlichen Ankerlänge, wie er in dem EAU und EAB beschrieben ist, muß in der Anwendung auf Verpreßanker und Ankerpfähle erweitert werden, indem die Kraft berücksichtigt wird, die von dem hinter der tiefen Gleitfuge aus dem Boden herausgezogenen Teil des Ankers auf den Boden übertragen wird. Die dazugehörige (in den Versuchen beobachtete) Bruchgeometrie kann vorausberechnet werden, indem bei Kräftegleichgewicht am Bruchkörper für die mögliche Ankerkraft in Abhängigkeit vom Gleitfugenwinkel ein Minimum gesucht wird (Extremalansatz). Die bisherige Modellvorstellung einer fiktiven Wand in der Mitte der (ggf. rechnerischen) Krafteinleitungsstrecke von Verpreßankern und Ankerpfählen ist unzutreffend.

Maßgeblich für den Gleitflächenwinkel ϑ_f , bei dem die minimal mögliche Ankerkraft erhalten wird, ist der Kraftübertragungswert K , d.h. die Kraft, die von den Anker je lfdm. Krafteinleitungsstrecke und je lfdm. Stützwand auf den Boden übertragen werden kann. Die Reibungskräfte am Anker können in guter Näherung als gleichmäßig verteilt angenommen werden.

Die mit dem Extremalansatz errechneten Gleitfugenneigungen stimmen mit den in den Versuchen beobachteten gut überein, so daß ein Modellfaktor zur Berücksichtigung systematischer Abweichungen zwischen Versuch und Rechnung nicht eingeführt werden muß.

Verpreßanker und Ankerpfähle sind prinzipiell gleich zu behandeln. Zu beachten ist jedoch, daß die hinter dem Bruchkörper auf der tiefen Gleitfuge liegende Krafteinleitungsstrecke bei Verpreßankern auf die Verpreßstrecke begrenzt ist. Die Hüllkurve der möglichen Ankerkräfte im grafischen Verfahren besitzt daher eine Unstetigkeitsstelle bei der Neigung der Gleitfuge vom Wandfuß zur Vorderkante der Verpreßstrecke. Im analytischen Verfahren ist an dieser Stelle eine Verzweigung zu beachten.

Bei steilerer Neigung der tiefen Gleitfuge bleibt die hinter dem Bruchkörper übertragbare Kraft konstant. Wegen der Begrenzung der Krafteinleitungsstrecke wird bei Verpreßankern die minimal mögliche (und damit maßgebliche) Ankerkraft häufig für den Fall erhalten, daß bei Bruch des Stützsystems der Anker aus dem Boden herausgezogen wird und sich der aktive Gleitkeil ausbildet. In diesem Falle ist die Krafteinleitung über die gesamte Ankerlänge, wie z.B. bei Verpreßpfählen DIN 4128-V, von Vorteil: Die hinter dem Bruchkörper in den Boden eintragbare Kraft wächst mit zunehmender Ankerteilstrecke hinter der tiefen Gleitfuge. Das bedeutet, daß in diesen Fällen ein Verpreßpfahl mit gleicher Gesamtlänge und gleicher mobilisierbarer Mantelreibung gegenüber einem Verpreßanker mit begrenzter Krafteinleitungsstrecke eine höhere Sicherheit gewährleistet oder aber bei gleicher Sicherheit kürzer oder mit größerem gegenseitigem Abstand ausgeführt werden kann. In den Fällen, in denen bei Verpreßankern die maßgebliche tiefe Gleitfuge die Verpreßstrecke schneidet, besteht hinsichtlich der Sicherheit oder der Wirtschaftlichkeit kein Unterschied zwischen Verpreßankern und Verpreßpfählen (bei Annahme gleicher Prüfanforderungen).

Der für die Bemessung nach dem Extremalansatz erforderliche Meterreibungswert sollte stets aus Zugversuchen ermittelt werden. Empirische Werte haben sich nicht bewährt. Bei dicht gelagerten rolligen Böden und entsprechenden bindigen Böden muß berücksichtigt werden, daß zum einen beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge nur ein geringerer Meterreibungswert mobilisiert werden kann als im Zugversuch und zum zweiten die Gruppenwirkung die Ankerkraft im Bruchzustand verringert. Diese Einflüsse sind von großer Auswirkung auf die Bemessung:

Muß eine Gruppenwirkung und der Unterschied zwischen Ankerzugversuch und Bruch auf der tiefen Gleitfuge nicht berücksichtigt werden (z.B. bei locker bis mitteldicht gelagerten rolligen Böden), so werden mit dem Extremalansatz kürzere Ankerlängen errechnet als nach dem bisher üblichen Standsicherheitsnachweis auf der tiefen Gleitfuge nach EAU, d.h. es kann wirtschaftlicher bemessen werden.

Muß bei dicht gelagerten rolligen Böden oder entsprechenden bindigen Böden die aus dem Ankerzugversuch erhaltene Grenzlast aus den oben genannten Gründen abgemindert werden, sind ggf. längere Anker oder geringere Ankerabstände erforderlich.

8.1 VORBEMERKUNGEN

Neben der Ermittlung der deterministischen Sicherheit der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge z.B. nach der Definition von Kranz (1940) ist es möglich, eine Standsicherheitsuntersuchung auf probabilistischer Grundlage durchzuführen, um den Nachteil mangelnder Vergleichbarkeit der Sicherheiten verschiedener Nachweise zu beseitigen. Mit den "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" (1. Ausgabe, 1981) wurde vom Arbeitsausschuß "Sicherheit von Bauwerken" des NABau für den konstruktiven Ingenieurbau ein neues Sicherheitskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage herausgegeben. Die Voraussetzung für die Anwendung ist die Kenntnis der Streuungseigenschaften der bodenmechanischen Ausgangsgrößen. In diesem Zusammenhang wurde von Prof. Schultze (1979) eine umfangreiche Datensammlung zusammengestellt, die von Pottharst (1981) in einem ersten ausführlichen Beispiel der Anwendung des neuen Konzeptes im Bereich Bodenmechanik und Grundbau verarbeitet wurde. Daneben liegt eine weitere umfangreich dokumentierte Anwendung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes von Gäßler/Gudehus (1983) über die Standsicherheit verankerter und vernagelter Wände vor. Weitere Ausgangsdaten finden sich in den Vorträgen der ICASP und in der Zusammenstellung von Magnan/Baghery (1982). Dennoch ist dies bei weitem nicht ausreichend, um verlässliche statistische Parameter des Bodens zu erhalten, wie sie z.B. für die Festigkeit von Baustoffen vorliegen. Um die Anwendbarkeit des neuen Sicherheitskonzeptes auf die Berechnung der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge aufzuzeigen, muß daher auf Annahmen zurückgegriffen werden.

Ziel der folgenden Ausführungen ist es, die Anwendbarkeit des neuen Sicherheitskonzeptes auf die Ermittlung der erforderlichen Ankerlänge bzw. auf den Standsicherheitsnachweis auf der tiefen Gleitfuge nach dem Extremalansatz und zum Vergleich nach

EAU zu zeigen und zutreffende Teilsicherheitsbeiwerte vorzuschlagen. Die sicherheitstheoretische Analyse erfolgt mit den Mitteln der Stufe II der Wahrscheinlichkeitstheorie. Dabei werden nur Mittelwert, Standardabweichung (bzw. Variationskoeffizient) und Verteilungstyp der beteiligten Zufallsvariablen berücksichtigt.

8.2 GRENZZUSTANDSGLEICHUNG

Für den Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge müssen in einer Grenzzustandsgleichung alle für die Standsicherheit relevanten Parameter berücksichtigt werden. Von Gäßler/Gudehus (1983) wurde eine Aufteilung vorgenommen in die Teilnachweise 'Einbindetiefe', 'Steile Gleitfuge' und 'Flache Gleitfuge', die die Abschätzung eines allgemeinen Sicherheitsniveaus erschwert: z.B. wird der Reibungswinkel im Bemessungspunkt, der aufgrund des Nachweises der flachen Gleitfuge ermittelt wurde, ggf. ein anderer sein als derjenige in dem beim Nachweis der Einbindetiefe ermittelten Bemessungspunkt. Von Sieler (1984) wurde versucht, diese Dreiteilung zu überwinden und einen einzigen Nachweis für die tiefe Gleitfuge (dies entspricht der obigen flachen Gleitfuge) durchzuführen, der dann die sichere Dimensionierung auch der beiden anderen Bemessungsteile impliziert. In beiden Fällen wurde die Bemessung der Ankerlänge nach EAU durchgeführt.

Der dem probabilistischen Sicherheitskonzept zugrunde liegende Vergleich von Widerstand R (= ertragbare Beanspruchung) und Einwirkung S (= aufzunehmende Beanspruchung) in der Form

$$(35) \quad Z = R - S$$

kann für den vorliegenden Fall unter Verwendung der Elemente der Kranz'schen Sicherheitsdefinition geschrieben werden:

$$(36) \quad Z = \text{mögl. A} - \text{vorh. A}$$

Der Grenzzustand ist durch $Z = 0$ gekennzeichnet.

Die vorhandene, vom Anker aufzunehmende Kraft erhält man aus der Statik der Stützwand, die mögliche Kraft für die Bemessung nach EAU aus Gleichung (8), für die Bemessung nach dem Extremalansatz aus Gleichung (9). Dabei ist zu beachten, daß in der Berechnung der vorhandenen Ankerkraft die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe impliziert ist, was zu einer Gleichung dritten Grades führt, die entweder iterativ oder unter Anwendung der Cardanischen Formel gelöst werden muß. Wie bereits beschrieben, ist die zusätzliche Unbekannte des Extremalansatzes durch Nullsetzen der 1. Ableitung zu finden. Die Lösung dieser Gleichung erfordert eine weitere Iteration. Für den üblichen Rechengang des probabilistischen Nachweises ergibt sich damit die Schwierigkeit, die erforderlichen partiellen Ableitungen der infolge der Iterationen nicht geschlossen darstellbaren Grenzzustandsgleichung zu bilden. Zur Lösung des Problems ist daher der Einsatz numerischer Techniken unumgänglich und erfordert den Einsatz von Rechenanlagen.

8.3 RECHENPROGRAMM

8.3.1 WANDBEMESSUNG

Die Wandbemessung folgt, wie schon beschrieben, bei den hier vorgestellten Beispielen dem Berechnungsgang entsprechend den Vorschlägen der EAU, d.h. es wird die klassische Erddruckverteilung angesetzt, der Sicherheitsbeiwert für das Erdauflager beträgt $\eta = 1.0$ (EAU, E 4). Es wird aus den schon genannten Gründen eine im Boden frei aufgelagerte einfach verankerte Wand betrachtet.

Aus der Summe der Horizontalkräfte erhält man die Ankerkraft:

$$(37) \quad Ah = \left(\gamma \cdot \frac{h}{2} + p \right) \cdot h \cdot Kagh - c \cdot h \cdot Kach - \gamma \cdot \frac{t^2}{2} \cdot Kpgh - c \cdot t \cdot Kpch$$

Die Einbindetiefe wird aus der Bedingung Momentensumme = 0 um den Fußpunkt ermittelt:

$$(38) \quad M=0 = \gamma \cdot \frac{h^3}{6} \cdot Kagh + (p \cdot Kagh - c \cdot Kach) \cdot \frac{h^2}{2} - \gamma \cdot \frac{t^3}{6} \cdot Kpgh - c \cdot Kpch \cdot \frac{t^2}{2} - Ah \cdot hu$$

mit den Bezeichnungen der Bilder 83 und 84. Die Erddruckbeiwerte werden gemäß DIN 4085 berechnet. Die Lösung der Gleichung im Programm erfolgt iterativ.

8.3.2 IM GRENZZUSTAND AUFNEHMBARE ANKERKRAFT

Zur Bestimmung der erforderlichen Ankerlänge erfolgt die Berechnung der Kraft "mögl.A" unter Berücksichtigung der Extremalbedingung nach Gleichung (9). Zu Vergleichszwecken wird die erforderliche Ankerlänge nach EAU unter Benutzung der Gleichung (8) ermittelt. Im Grenzzustand muß Gleichung (36) zu Null werden, d.h. es muß mögl.A = vorh.A sein. Dies wird erreicht durch Abmindern der widerstehenden und Erhöhung der einwirkenden Größen im Zuge des probabilistischen Bemessungsverfahrens. Der Berechnungsgang wird an späterer Stelle in Flußdiagrammen erläutert.

8.3.3 PROBABILISTISCHE MASSZAHLEN

Da in den meisten Fällen Einwirkung und Widerstand von mehreren Einflußgrößen bestimmt werden, die zu einer nichtlinearen Grenzzustandsgleichung führen und die ggf. nicht normalverteilt sind, werden einige Näherungen erforderlich, die jedoch nach Pottharst (1977) für baupraktische Zwecke ausreichend genau sind: Zum einen wird die Grenzzustandsgleichung im Bemessungspunkt in eine Taylorreihe entwickelt, deren Glieder höherer Ordnung ver-

nachlässigt werden (Linearisierung nach Hasofer/Lind, 1974), zum anderen wird eine von der Normalform abweichende Verteilung im Bemessungspunkt an diese angenähert. Nach den vielfach veröffentlichten Herleitungen für die Wichtungsfaktoren erhält man

$$(39) \quad \alpha_j = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_j} \right|_{p^*} \cdot \sigma_{x_j}}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\left. -\frac{\partial g}{\partial x_j} \right|_{p^*} \cdot \sigma_{x_j} \right)^2}}$$

und für den Sicherheitsindex

$$(40) \quad \beta = \frac{-\sum_{i=1}^n \left[\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{p^*} (x_i^* - m_{x_i}) \right] + g(x_1^*, \dots, x_n^*)}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\left. -\frac{\partial g}{\partial x_j} \right|_{p^*} \sigma_{x_j} \right)^2}}$$

Dabei steht die Markierung * für den Bemessungspunkt, 'g(...)' ist die Grenzzustandsgleichung.

Eine Anpassung von anderen Verteilungen an die Gauß'sche Normalverteilung erfolgt nach Fießler/Hawranek/Rackwitz (1976) durch Gleichsetzen des Dichte- und Verteilungswertes im Anpassungspunkt (hier: Bemessungspunkt). Man erhält für den Mittelwert der angepaßten Normalverteilung:

$$(41) \quad m_x' = x^* - \Phi^{-1}[F_x(x^*)] \sigma_x$$

und für die Standardabweichung

$$(42) \quad \sigma_x' = \frac{\varphi\{\Phi^{-1}[F_x(x^*)]\}}{f_x(x^*)}$$

Dabei stehen Φ und φ für Verteilungs- und Dichtewert der Normalverteilung, F und f für die entsprechenden Werte der anzupassenden Verteilung.

Für logarithmische Normalverteilungen vereinfachen sich die Gleichungen (s. z.B. Schueller, 1981) zu

$$(43) \quad m' = \ln m_x - \frac{1}{2} (\sigma')^2$$

$$(44) \quad \sigma' = \sqrt{\ln(v_x^2 + 1)}$$

(v = Variationskoeffizient)

Sind die Verteilungen begrenzt, muß das Integral über die Verteilung wieder zu 1 werden (s. z.B. Benjamin/Cornell, 1970). Für die Dichtewerte $f(y)$ der bei $x(0)$ nach unten begrenzten Verteilung erhält man aus den Werten $f(x)$ der unbegrenzten Verteilung

$$(45) \quad f_y = \begin{cases} 0 & y < x_0 \\ \frac{1}{1-F_x(x_0)} \cdot f_x & y \geq x_0 \end{cases}$$

8.3.4 PARTIELLE DIFFERENTIATION

Da in der Grenzzustandsgleichung die Einbindetiefe und die erforderliche Ankerlänge für jede Parametervariation iterativ ermittelt werden müssen, wird die partielle Ableitung mithilfe eines numerischen Verfahrens gebildet. Da bei jeder Ableitung nach jedem Parameter die Grenzzustandsgleichung erneut aufgelöst werden muß, ist es zur Begrenzung der Rechenzeit wünschenswert, die numerische Approximation so einfach wie möglich zu halten, weshalb sich die Newton'sche Formel anbietet:

$$(46) \quad g' = \frac{g(x+h) - g(x)}{h}$$

Ebenso kommt die Formel nach Stirling (s. z.B. Scheid, 1979) mit nur zweimaliger Auflösung der Grenzzustandsgleichung aus:

$$(47) \quad g' = \frac{g(x+h) - g(x-h)}{2h}$$

Die genannten Formeln linearisieren die Grenzzustandsgleichung um den Bemessungspunkt. Ein Vorschlag von Daniels (1978) approximiert die Gleichung an eine kubische Parabel. Für die Ableitung erhält man

$$(48) \quad g' = \frac{g(x-2h) - 8 \cdot g(x-h) + 8 \cdot g(x+h) - g(x+2h)}{12h}$$

Die beiden letztgenannten Formeln erwiesen sich für die behandelten Probleme als gleichwertig, weshalb der Stirling-Formel aufgrund des geringeren Rechenaufwandes der Vorzug gegeben wurde.

8.3.5 FLUSSDIAGRAMM FÜR DIE BEMESSUNG

Eine verankerte Stützwand zur Sicherung eines Geländesprunges soll so bemessen werden, daß für die Gesamtkonstruktion ein vorgegebenes gleichmäßiges Sicherheitsniveau, ausgedrückt durch den Sicherheitsindex BETA, erreicht wird. Das Bemessungsziel des Standsicherheitsnachweises auf der tiefen Gleitfuge ist es, eine erforderliche Ankerlänge zu bestimmen.

Als streuende Parameter werden eingeführt:

- Reibungswinkel (φ)
- Kohäsion (C)
- Bodenwichte als Einwirkung (γ_S)
- Bodenwichte als Widerstand (γ_R)
- Neigung der GOK (β)
- Kraftübertragungswert (K)
- Ankerlänge (l)

In den Beispielrechnungen wurde z.T. die Standardabweichung der streuenden Größen zu Null gesetzt, so daß sie wie deterministische Parameter behandelt werden.

Der Bemessungsweg kann nach dem Flußdiagramm in Bild 88 erfolgen, wenn als Kontrollparameter die Wichtungsfaktoren $\alpha(i)$ eingesetzt sind. Zum gleichen Ergebnis führt der Berechnungsgang nach Bild 89, wenn der Sicherheitsindex BETA als Kontrollgröße dient.

8.3.6 PROGRAMM ZUR ERMITTLUNG DES SICHERHEITSINDEXES

Zur Ermittlung des Sicherheitsindex BETA aus vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerten wurde ein weiteres Programm erstellt. Darin wird die erforderliche Ankerlänge und der Sicherheitsindex aus vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerten (und damit an einem vorgegebenen Bemessungspunkt) ermittelt. Nach Stufe I des Sicherheitskonzeptes entspricht dies der Aufgabe des Praktikers, wobei im Programm zusätzlich das erreichte Sicherheitsniveau überprüft wird.

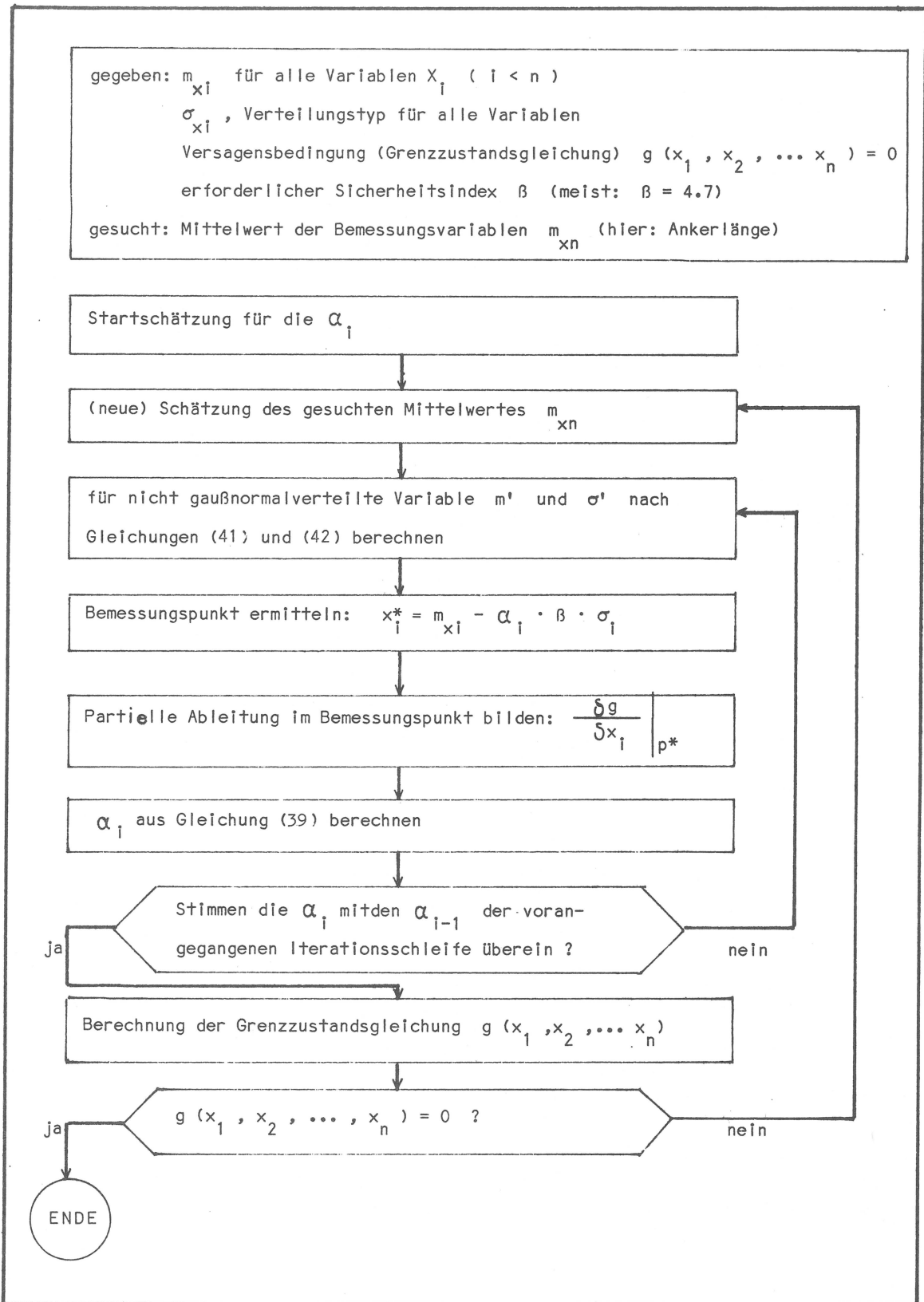


BILD 88: Flußdiagramm für die Bemessung bei Iteration über die Wichtungsfaktoren

gegeben: m_{x_i} für alle Variablen X_i ($i < n$)
 σ_{x_i} und Verteilungstyp für alle Variablen X_i
 Versagensbedingung (Grenzzustandsgleichung) $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$
 erforderlicher Sicherheitsindex β (meist: $\beta = 4.7$)
 gesucht: Mittelwert der Bemessungsvariablen m_{x_n} (hier: Ankerlänge)

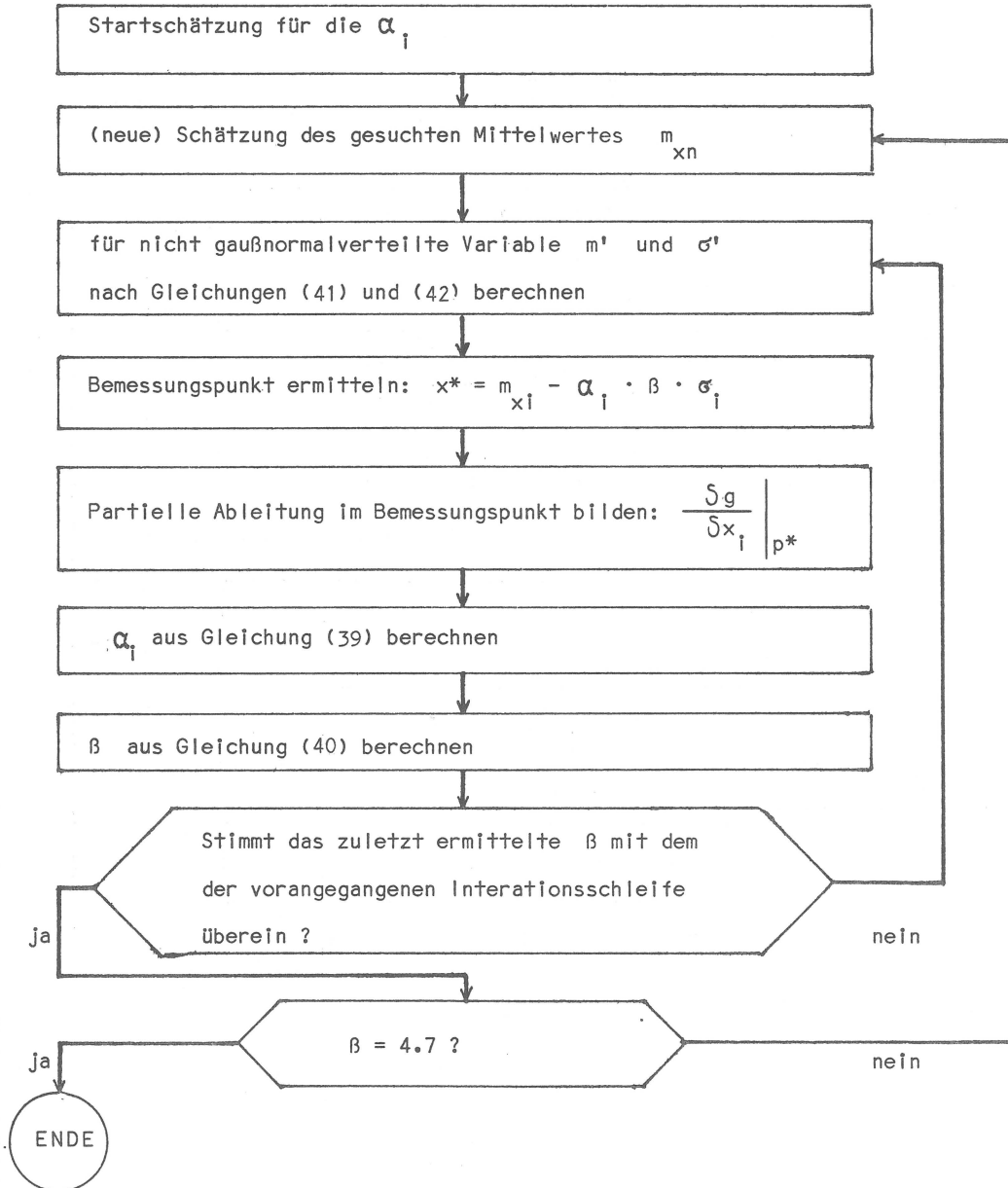


BILD 89: Flußdiagramm für die Bemessung bei Iteration über den Sicherheitsindex

8.4 ERMITTLUNG VON TEILSICHERHEITSBEIWERTEN

8.4.1 STATISTISCHE KENNGRÖSSEN

Zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten für die an der Standsicherheitsbetrachtung beteiligten Basisvariablen wurden Vergleichsuntersuchungen mit ähnlich wie in Beispiel E (Abschnitt 7.3) variierten Parametern durchgeführt. Die Geländegeometrie der Beispiele C - E wurde beibehalten. Es wurde ein Stahlrammpfahl PSp 300 als Anker angenommen, für den bei der Vorgehensweise nach EAU die Lage des Mittelpunktes der Krafteinleitungsstrecke und deren Länge zu ermitteln war und bei der Anwendung des Extremalansatzes die Gesamtlänge unter Berücksichtigung einer Grenzmantelreibung. Die Auswahl der Variationsbreite der Mittelwerte, sowie der Variationskoeffizienten und Verteilungsformen erfolgte i.w. in Anlehnung an Pottharst (1981) und Gäßler/Gudehus (1983). Im einzelnen wurden gewählt:

- Reibungswinkel von $\varphi = 25^\circ$ bis $\varphi = 40^\circ$, lognormalverteilt, mit einem Variationskoeffizienten von $v = 7.5\%$. Mit $v = 5\%$ und $v = 10\%$ wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt. Auf eine untere Begrenzung bei $\varphi = 20^\circ$ wurde verzichtet, da der gegenüber den o.g. Autoren erweiterte Variationsbereich (bis 25° statt bis 30°) zu dicht an dieser Grenze liegen würde. Vergleichsrechnungen mit Mittelwerten von $\varphi = 30^\circ$ bis $\varphi = 40^\circ$ zeigten vernachlässigbare Differenzen bei Berechnungen mit und ohne Schranke.
- Kohäsionswerte von $c = 0$ bis $c = 25 \text{ kN/m}^2$. Die Variationskoeffizienten der Kohäsion liegen nach Schultze (1982) zwischen $v = 10\%$ und $v = 60\%$, bei Magnan/Baghery (1982) finden sich Beispiele von $v = 10\%$ bis $v = 35\%$. Für die Beispielrechnungen wurde $v = 20\%$ gewählt.
- Bodenwichte von $\gamma = 9 \text{ kN/m}^3$ bis $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ mit einem Variationskoeffizienten von $v = 5\%$.

- Verkehrslasten mit Mittelwerten von $q = 0$ bis $q = 40 \text{ kN/m}^2$ bei einem Variationskoeffizienten von $v = 40\%$ in Anlehnung an Gäßler/Gudehus (1983).
- Geländeneigung von $\beta = 0^\circ$ bis $\beta = 15^\circ$ mit $v = 10\%$. Höhere Werte konnten nicht untersucht werden, da sonst im Bemessungspunkt $\psi < \beta$ würde, wodurch sich die Formeln für den Erddruckbeiwert nicht mehr lösen ließen.
- Kraftübertragungswert $K = 47.5 \text{ kN/m}^2$ als deterministische und als streuende Größe mit $v = 10\%$. Der Kraftübertragungswert wurde aus der Grenzmantelreibung $\tau_m = 50 \text{ kN/m}^2$ unter Berücksichtigung eines Ankerabstandes $a = 2 \text{ m}$ und einem Umfang des Stahlrampfpahles PSp 300 von 1.9 m erhalten. (Denselben Kraftübertragungswert erhält man für einen Verpreßpfahl DIN 4128-V mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Grenzmantelreibung von 300 kN/m^2 , was nach Scheele (1982) ein zutreffender Wert für mitteldicht gelagerten Sand ist.)

Die Ankerneigung, Geländesprunghöhe und Überankerlänge wurden als deterministische Größen eingeführt und bei den Berechnungen konstant gehalten.

8.4.2 STREUUNGSANTEILE DER BASISVARIABLEN

In Bild 90 wurden für den Bemessungsansatz nach EAU die Streuungsanteile der einzelnen Basisvariablen für die Variation der Einflußgrößen ψ , c , γ , p und β aufgetragen. Die Diagramme zeigen deutlich den überragenden Einfluß des Reibungswinkels, der nur bei steiler Geländeneigung und hohem Kohäsionsanteil verringert wird. Die Bodenwichte ist in ihrem Einfluß vernachlässigbar. Der Anteil der Verkehrslast q wächst trotz des hohen Variationskoeffizienten von 40% selbst bei einem hohen Mittelwert nur auf 12.5% .

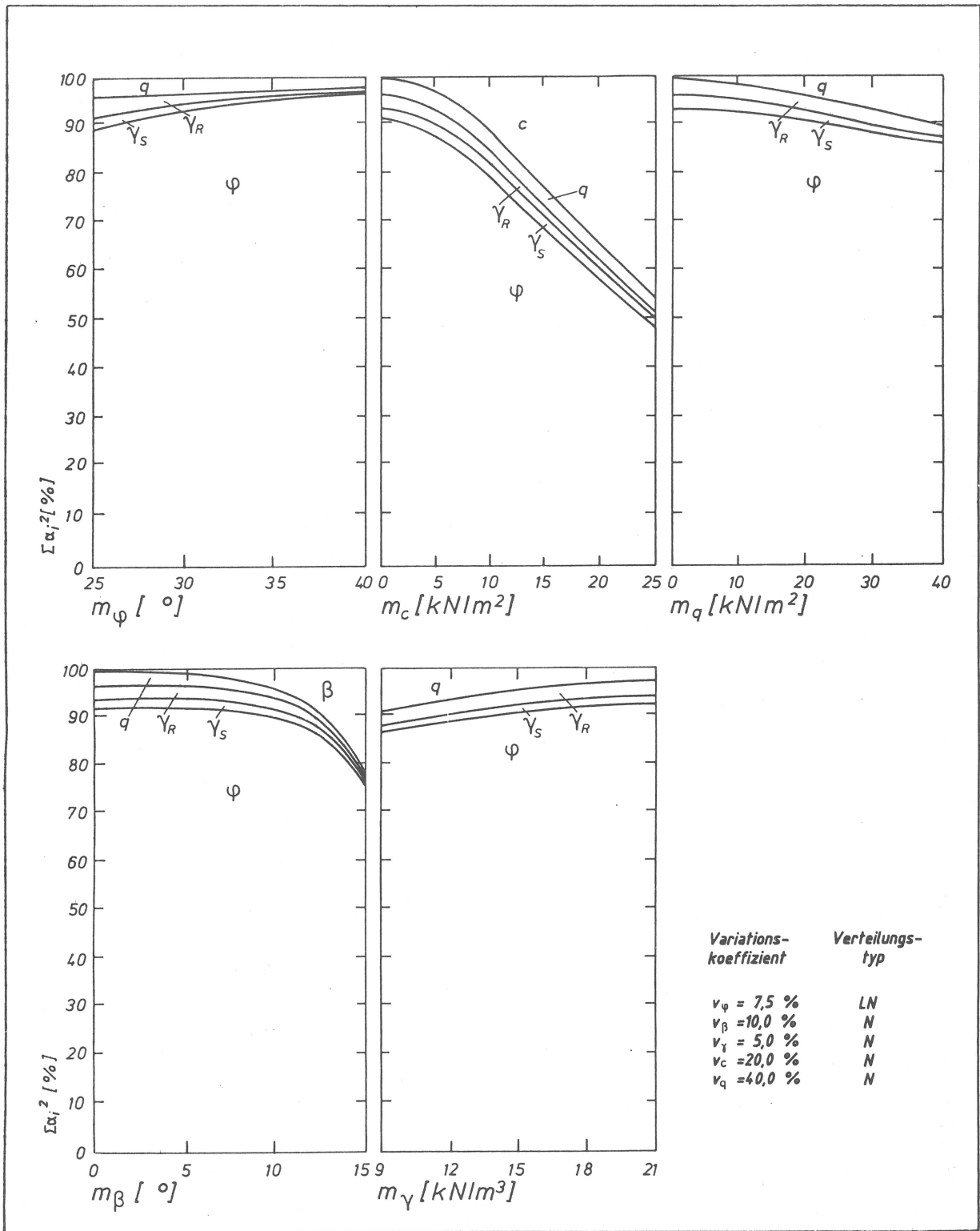


BILD 90: Wichtungsfaktoren der Basisvariablen bei Variation verschiedener Mittelwerte
Versagensbedingung nach EAU

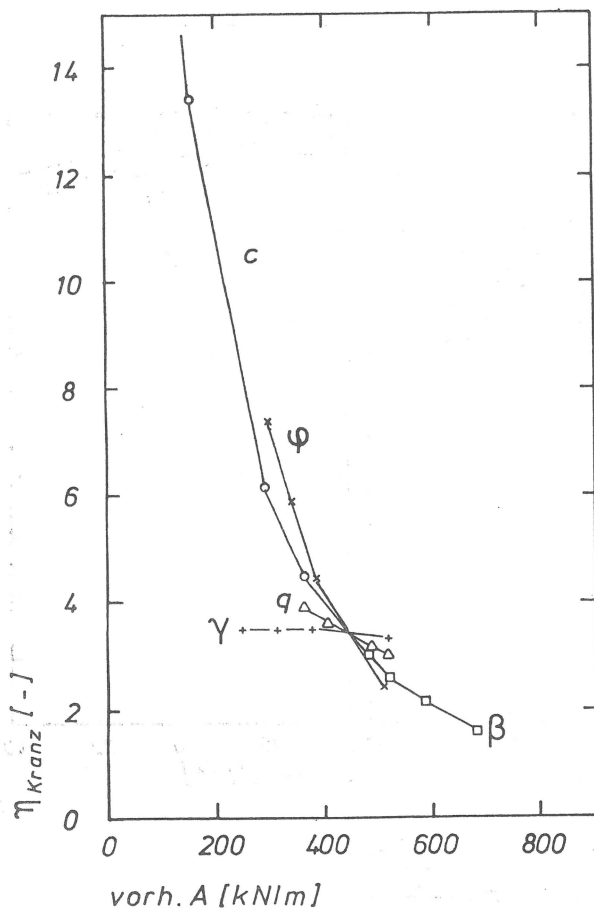


BILD 91

Sicherheitswerte bei deterministischer Variationsrechnung

Die Wichtungen der einzelnen Einflußgrößen sind auch bei der deterministischen Vorgehensweise klar erkennbar (Bild 91): Die Variation der Einflußgrößen entsprechend Beispiel E in Abschnitt 7.3, hier aber mit konstanter Ankerlänge von 24 m, führt bei den Ankerkräften jeweils zu einer Veränderung von ca. 200 kN/m. Die errechneten und auf Bild 91 eingetragenen Sicherheiten zeigen den wiederum überragenden Einfluß der Scherfestigkeitsparameter, einen vernachlässigbaren von Wichte und Auflast und dazwischen denjenigen der Geländeneigung.

In Bild 92 erfolgt die Auftragung für die Bemessung mit dem Extremalansatz, wobei der Kraftübertragungswert als deterministische Größe betrachtet wurde. Während die Anteile der Verkehrslast und der Wichte als Widerstand nahezu unverändert bleiben, erhöht sich der Einfluß der Wichte als Einwirkung bei Verringerung desjenigen des Reibungswinkels. Geländeneigung und Kohäsion werden nur wenig beeinflusst.

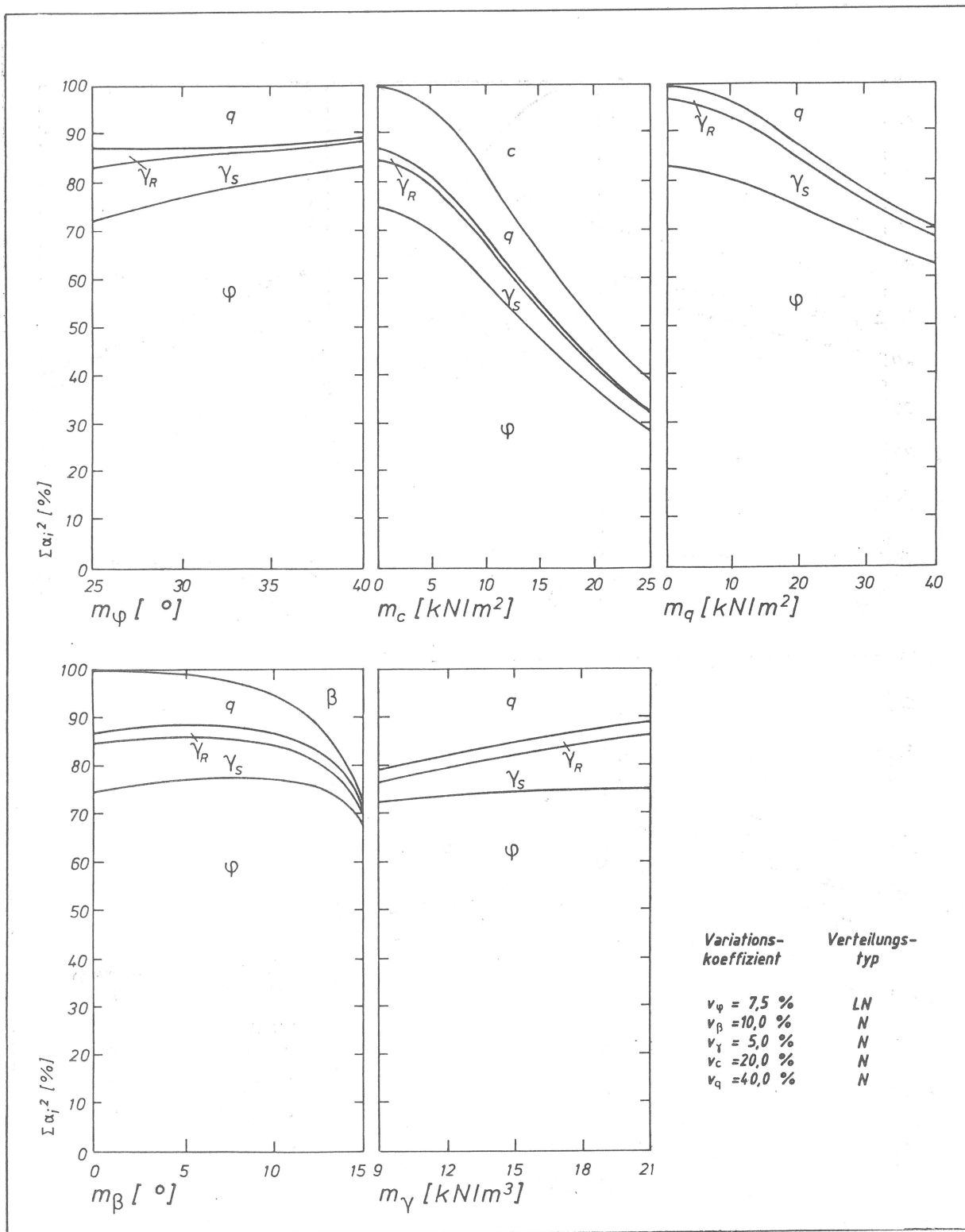


BILD 92: Wichtigkeitsfaktoren der Basisvariablen bei Variation verschiedener Mittelwerte Versagensbedingung nach Extremalansatz, konstanter Kraftübertragungswert κ

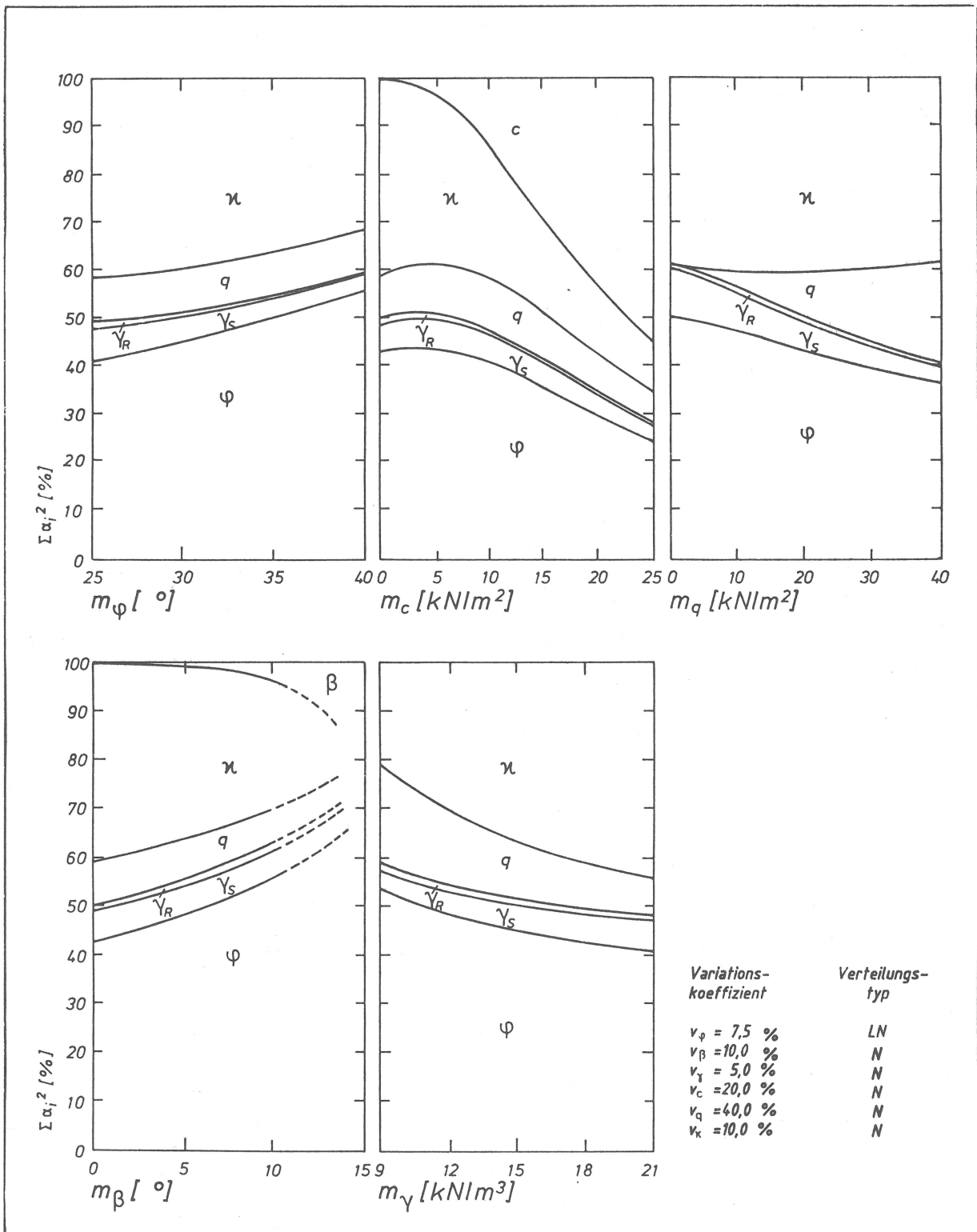


BILD 93: Wichtungsfaktoren der Basisvariablen bei Variation verschiedener Mittelwerte
 Versagensbedingung nach Extremalansatz, streuender Kraftübertragungswert κ

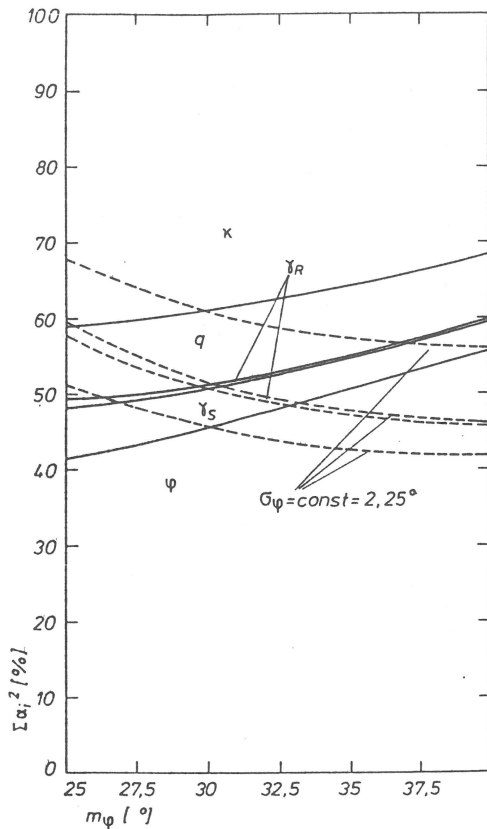


BILD 94

Wichtungsfaktoren der Basisvariablen bei konstantem Variationskoeffizienten (durchgezogene Linien) und konstanter Standardabweichung (strichlierte Linien)

Wird anstelle des deterministischen Kraftübertragungswertes diese Größe als streuend eingeführt, verändern sich die Wichtungen radikal (Bild 93): In fast allen Variationen erscheint der Kraftübertragungswert mit ca. 40% gleichberechtigt neben dem Reibungswinkel. Lediglich das Auftreten von Kohäsion oder eine steile Geländeneigung beschränken diesen Einfluß. Ähnliches wurde von Gäßler/Gudehus (1983) bei der Einführung des Vernagelungsgrades bei der Standsicherheitsuntersuchung vernagelter Wände beobachtet.

Bei der Parametervariationen wurde stets der Variationskoeffizient konstant gehalten. Dies ist eine übliche aber willkürliche Vereinbarung. Bei anderen Vorbedingungen können sich deutliche Unterschiede ergeben: Auf Bild 94 wurden bei der Variation des Mittelwertes des Reibungswinkels im Vergleich zu den Kurven bei konstantem Variationskoeffizienten die Kurven für den Fall konstanter Standardabweichung strichliert aufgetragen. Der gemeinsame Ausgangspunkt wurde bei $m(\phi) = 30^{\circ}$ gewählt, um Abweichungen in beide Richtungen zu zeigen.

8.4.3 FESTLEGUNG DER TEILSICHERHEITSBEIWERTE

Den Bildern 90, 92 und 93 lag eine Bemessung (Ermittlung der erforderlichen Ankerlänge nach EAU bzw. nach dem Extremalansatz) entsprechend den Flußdiagrammen Bild 88 oder 89 zugrunde, die stets zu dem gewünschten Sicherheitsindex $\beta = 4.7$ führte. Für die Praxis ist dieses Verfahren (= Vorgehensweise nach Stufe II) zu aufwendig. Es müssen daher konstante Teilsicherheitsbeiwerte gefunden werden, mit denen die erforderliche Ankerlänge ermittelt wird, indem einwirkende Größen damit multipliziert und durch die widerstehende Größen dividiert werden (= Vorgehensweise nach Stufe I). Dabei muß angestrebt werden, daß bei variierenden Mittelwerten der gewünschte Sicherheitsindex innerhalb eines Schwankungsbereiches von 0.5 nach oben und unten eingehalten ist. Für den Bemessungswert der Widerstände gilt nach Stufe I:

$$(49) \quad r_i^* = \frac{m_{ri}}{\gamma_{ri}}$$

für den Bemessungswert der Einwirkungen

$$(50) \quad s_j^* = m_{sj} \cdot \gamma_{sj}$$

wenn m jeweils den Mittelwert, γ den auf den Mittelwert bezogenen Teilsicherheitsfaktor symbolisiert. Statt des Mittelwertes kann auch eine Fraktile eingeführt werden. Der Teilsicherheitswert ist dann auf diese Fraktile zu beziehen.

Für den vorliegenden Fall können zutreffende Teilsicherheitsbeiwerte aus den Parametervariationen (Bilder 90,92,93) ermittelt werden: Bildet man jeweils den Quotienten aus Mittelwert (Einganggröße) und Bemessungswert (Ergebnisgröße), so erhält man den für diese Kombination zutreffenden Teilsicherheitsbeiwert. Da dieser Quotient bei Einwirkungen <1 wird, nimmt man üblicher-

weise dessen Reziprokwert (daher der Unterschied der Gleichungen 49 und 50). Die berechneten Quotienten sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Um die gesamte Bandbreite der Variationsrechnungen mit einem konstanten Teilsicherheitsbeiwert je Basisvariable abdecken zu können, wurden folgende Teilsicherheitsbeiwerte gewählt:

- für den Reibungswinkel : 1.3 - 1.4
- für die Kohäsion : 1.7
- für die Auflast : 1.6
- für den Kraftübertragungswert: 1.5
- für Wichte und Geländeneigung: 1.0

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Last entspricht nicht dem in den Sicherheitsrichtlinien festgelegten Wert von 1.4, mußte hier aber höher gewählt werden, um eine gute Anpassung zu erreichen.

Mit den gewählten Teilsicherheitsbeiwerten wurden dieselben Variationen durchgeführt wie bei den Bildern 90 - 93 und die erhaltenen Sicherheitswerte in den Bildern 95 - 97 aufgetragen. Wie sich zeigt, erhält man unabhängig von der Versagensbedingung ein sehr homogenes Sicherheitsniveau. Der zulässige Schwankungsbereich $\beta = 4.7 \pm 0.5$ wird in keinem Fall über- oder unterschritten

Ist der Reibungswinkel die alleinig maßgebliche widerstehende Größe, so ist ein höherer Teilsicherheitsbeiwert (hier 1.4) zu wählen; treten andere Widerstandsgrößen hinzu (z.B. der Kraftübertragungswert κ oder der Vernagelungsgrad μ nach Gäbler/Gudehus, 1983), dann reicht ein geringerer Wert (hier 1.3) zum Erreichen des geforderten Sicherheitsniveaus. (In Bild 96 ist der Sicherheitsindex zum Vergleich für beide Teilsicherheitsbeiwerte angegeben.) Diese erforderliche Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes des Reibungswinkels entspricht der oben genannten Verschiebung der Wichtungen der einzelnen Basisvariablen bei Hinzutreten des Kraftübertragungswertes als streuende Variable (Bilder 92 und 93).

TABELLE 2: Teilsicherheitsbeiwerte der beteiligten Basisvariablen bei den einzelnen Variationsrechnungen

| | gegenüber dem Grundfall variierte Basisvariable (Grundfall: $\psi = 27.5^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $p = 20 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|---|---|------|------|------|------|------|------|-------------------------------|------|------|------|--------------------------------|------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------------|------|------|-----------------------------------|--|
| | GRUND-FALL | ψ 25.0 30.0 32.5 35.0 37.5 40.0 | | | | | | | β 5.0 10.0 12.5 15.0 | | | | c 5.0 10.0 15.0 20.0 25.0 | | | | | p 0.0 10.0 30.0 40.0 | | | | γ 9.0 12.0 15.0 21.0 | | | | |
| γ_ψ | 1.40 | 1.40 | 1.41 | 1.41 | 1.41 | 1.41 | 1.42 | 1.40 | 1.40 | 1.39 | 1.36 | 1.39 | 1.37 | 1.34 | 1.31 | 1.28 | 1.41 | 1.41 | 1.40 | 1.39 | 1.39 | 1.40 | 1.40 | 1.40 | nach EAU/EAB | |
| γ_β | | | | | | | | 1.04 | 1.10 | 1.15 | 1.22 | | | | | | | | | | | | | | | |
| γ_{γ_s} | 1.03 | 1.04 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.01 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.03 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.03 | 1.03 | 1.04 | | |
| γ_{γ_r} | 1.04 | 1.05 | 1.04 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.02 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.05 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | | |
| γ_c | | | | | | | | | | | | 1.19 | 1.45 | 1.80 | 2.22 | 2.72 | | | | | | | | | | |
| γ_p | 1.37 | 1.38 | 1.36 | 1.34 | 1.33 | 1.32 | 1.30 | 1.33 | 1.27 | 1.22 | 1.14 | 1.41 | 1.42 | 1.41 | 1.38 | 1.35 | | 1.21 | 1.49 | 1.57 | 1.57 | 1.49 | 1.42 | 1.33 | | |
| γ_ψ | 1.36 | 1.35 | 1.37 | 1.37 | 1.37 | 1.38 | 1.38 | 1.36 | 1.37 | | | 1.34 | 1.31 | 1.28 | 1.24 | 1.21 | 1.38 | 1.38 | 1.34 | 1.33 | 1.35 | 1.35 | 1.36 | 1.36 | Extremalans., $K = \text{const.}$ | |
| γ_β | | | | | | | | 1.04 | 1.11 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| γ_{γ_s} | 1.07 | 1.08 | 1.07 | 1.06 | 1.06 | 1.06 | 1.05 | 1.07 | 1.06 | | | 1.07 | 1.07 | 1.06 | 1.05 | 1.05 | 1.09 | 1.08 | 1.06 | 1.06 | 1.05 | 1.06 | 1.07 | 1.08 | | |
| γ_{γ_r} | 1.04 | 1.05 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.04 | 1.04 | | | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.01 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.03 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | 1.04 | | |
| γ_c | | | | | | | | | | | | 1.27 | 1.68 | 2.23 | 2.91 | 3.69 | | | | | | | | | | |
| γ_p | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.67 | 1.66 | 1.65 | 1.63 | 1.63 | 1.59 | | | 1.71 | 1.68 | 1.62 | 1.56 | 1.49 | | 1.39 | 1.89 | 2.03 | 1.86 | 1.80 | 1.74 | 1.63 | | |
| γ_ψ | 1.26 | 1.26 | 1.27 | 1.28 | 1.29 | 1.30 | 1.30 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | | 1.26 | 1.26 | 1.24 | 1.22 | 1.19 | 1.29 | 1.28 | 1.25 | 1.24 | 1.30 | 1.28 | 1.27 | 1.26 | Extremalans., $K = 10\%$ | |
| γ_β | | | | | | | | 1.03 | 1.08 | 1.13 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| γ_{γ_s} | 1.06 | 1.06 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.04 | 1.06 | 1.06 | 1.05 | | 1.06 | 1.06 | 1.05 | 1.05 | 1.04 | 1.07 | 1.07 | 1.05 | 1.04 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.06 | | |
| γ_{γ_r} | 1.02 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.01 | 1.01 | 1.01 | 1.03 | 1.03 | 1.03 | | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.01 | 1.01 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.03 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | | |
| γ_c | | | | | | | | | | | | 1.22 | 1.55 | 2.00 | 2.59 | 3.27 | | | | | | | | | | |
| γ_p | 1.58 | 1.58 | 1.58 | 1.58 | 1.57 | 1.56 | 1.56 | 1.56 | 1.51 | 1.46 | | 1.62 | 1.63 | 1.59 | 1.54 | 1.49 | | 1.34 | 1.75 | 1.87 | 1.83 | 1.74 | 1.65 | 1.52 | | |
| γ_K | 1.43 | 1.43 | 1.42 | 1.40 | 1.39 | 1.38 | 1.36 | 1.39 | 1.32 | 1.25 | | 1.38 | 1.33 | 1.27 | 1.22 | 1.18 | 1.41 | 1.43 | 1.42 | 1.41 | 1.27 | 1.34 | 1.39 | 1.45 | | |

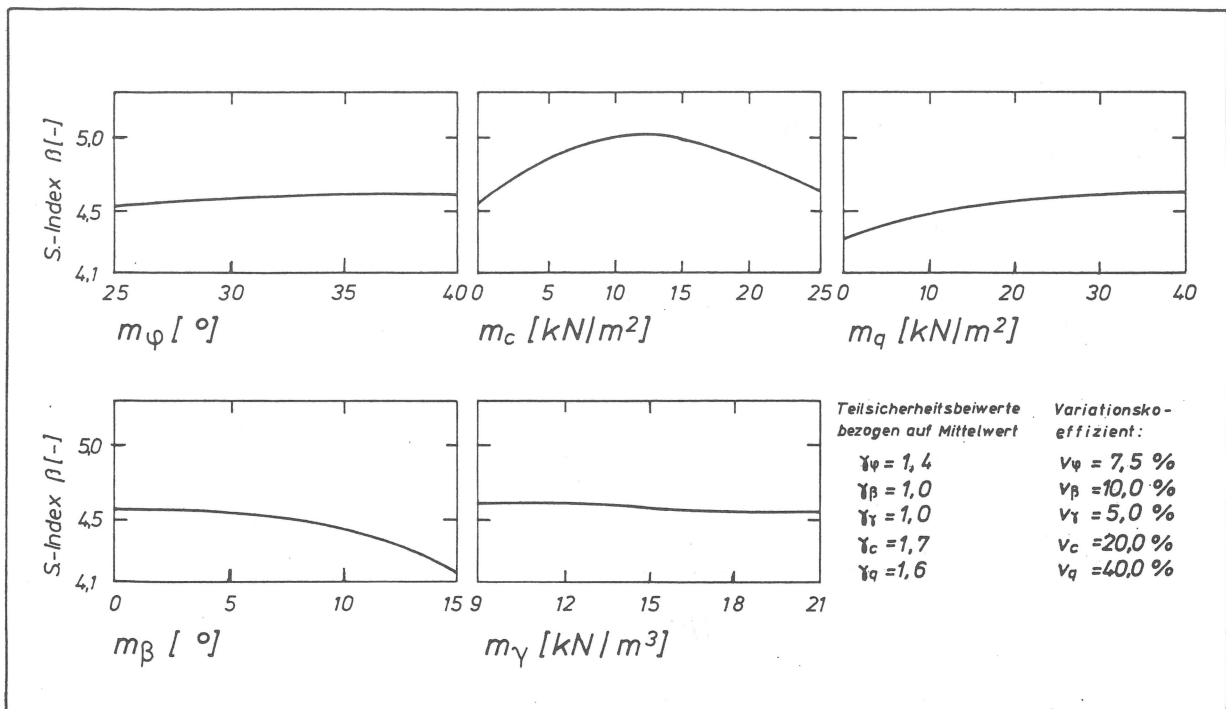


BILD 95: Sicherheitsniveau bei konstanten Teilsicherheitsbeiwerten
Versagensbedingung nach EAU

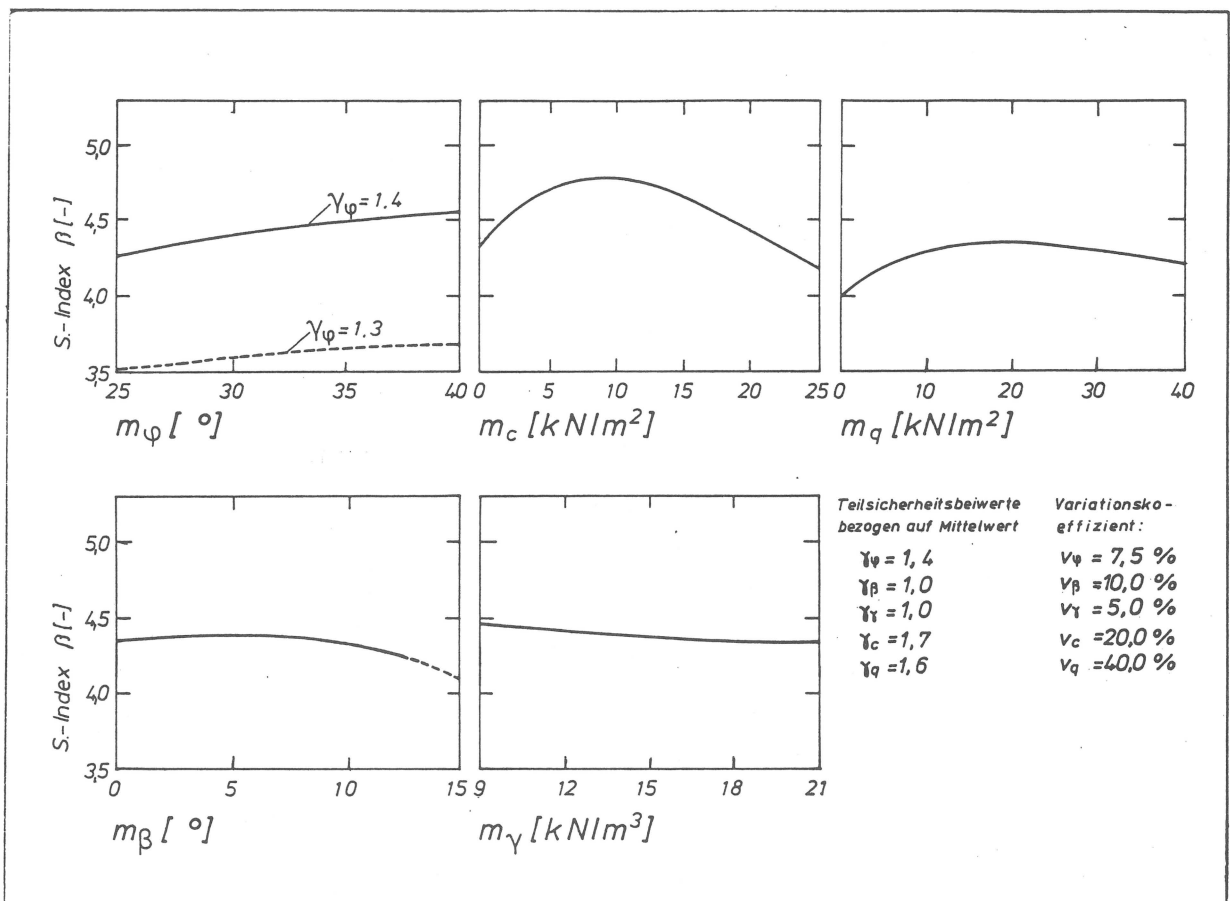


BILD 96: Sicherheitsniveau bei konstanten Teilsicherheitsbeiwerten
Versagensbedingung nach Extremalansatz, konstanter Kraftübertragungswert κ

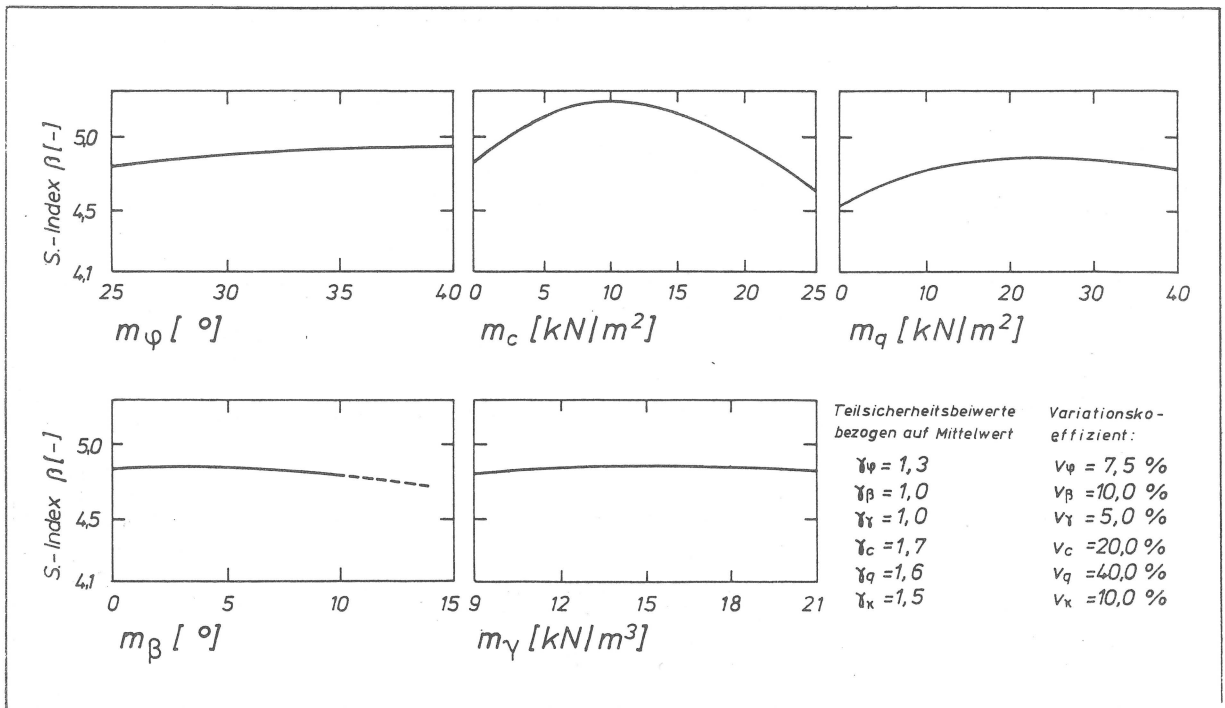


BILD 97: Sicherheitsniveau bei konstanten Teilsicherheitsbeiwerten
 Versagensbedingung nach Extremalansatz, streuender Kraftübertragungswert κ

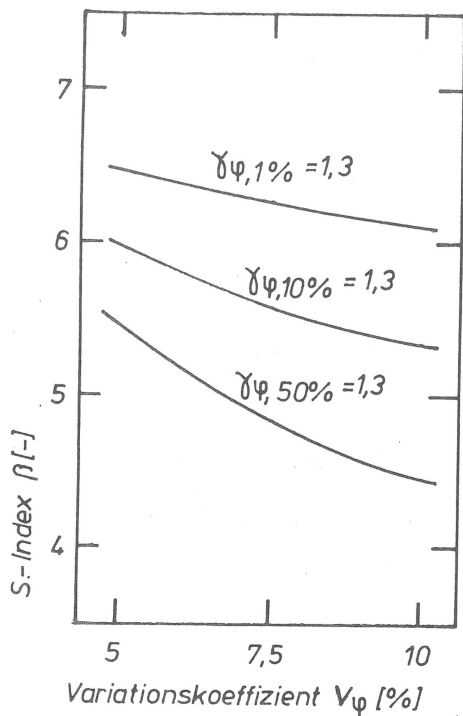


BILD 98

Auswirkungen der Fraktilzahl auf den
Einfluß des Variationskoeffizienten

8.4.4 EINFLUSS DES VARIATIONSKOEFFIZIENTEN

Wesentlichen Einfluß auf das Sicherheitsniveau hat der Variationskoeffizient einer Basisvariablen, was aber durch Bezug auf eine Fraktile statt auf den Mittelwert gemildert werden kann (Bild 98). Hier und im folgenden wird zur Unterscheidung der Bezugsgröße des Teilsicherheitsbeiwertes die Fraktilzahl als Fußzeiger angegeben, so daß $\gamma_{x,50\%}$ geschrieben wird statt des üblichen Fußzeigers $\gamma_{x,0}$ bei Bezug auf den Mittelwert. Alle Teilsicherheitsbeiwerte ohne Fußzeiger beziehen sich stets auf den Mittelwert.

Es sollte außerdem berücksichtigt werden, daß üblicherweise der Fraktilwert aus der Normalverteilung ermittelt wird, d.h. daß bei Anpassung nicht-normalverteilter Größen an die Normalverteilung bei der Fraktilbildung ein zusätzlicher Fehler entsteht. (Aus diesem Grund wurden die Variationen der Bilder 95 - 97 mit auf den Mittelwert bezogenen Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt. Außerdem führen die bislang uneinheitlichen Fraktilzahlen zu unnötiger Verwirrung.)

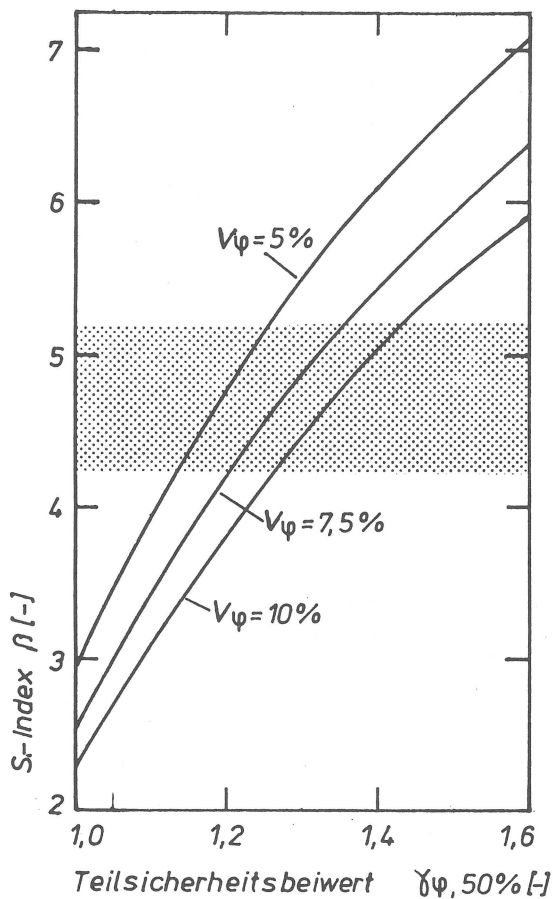


BILD 99: Sicherheitsniveau bei Bezug des Teilsicherheitsbeiwertes auf den Mittelwert

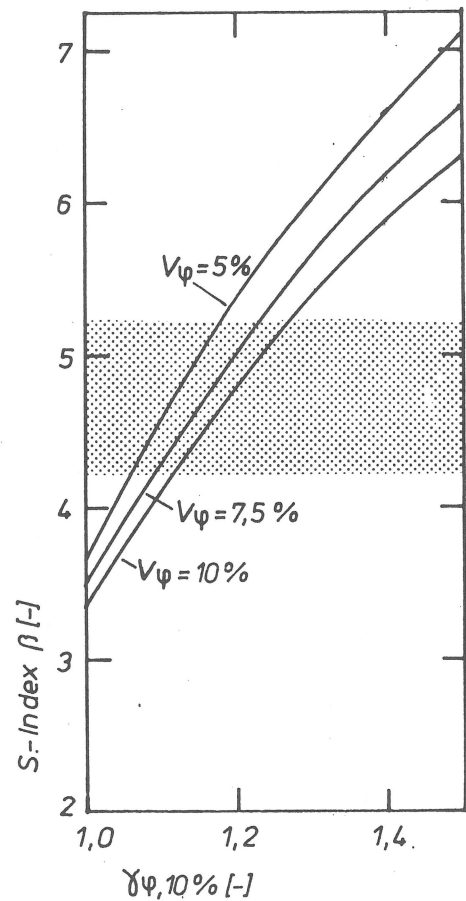


BILD 100: Sicherheitsniveau bei Bezug des Teilsicherheitsbeiwertes auf die 10%-Fraktile

Beispielhaft ist in den Bildern 99 und 100 der Sicherheitsindex in Abhängigkeit vom Teilsicherheitsbeiwert des Reibungswinkels und von drei verschiedenen Variationskoeffizienten aufgetragen. Der Bezug auf die 10%-Fraktile (Bild 100) erfordert etwas geringere Teilsicherheitsbeiwerte als der Bezug auf den Mittelwert (Bild 99).

Bild 101 zeigt, daß mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Reibungswinkels $\gamma_\varphi = 1.3$ (bezogen auf den Mittelwert) selbst bei unterschiedlichen Variationskoeffizienten der angestrebte Sicherheitsindex $\beta = 4.7 \pm 0.5$ (punktierter Bereich) eingehalten wird, bei Bezug auf die 10%-Fraktile wäre $\gamma_\varphi = 1.15$ zu wählen (Bild 102).

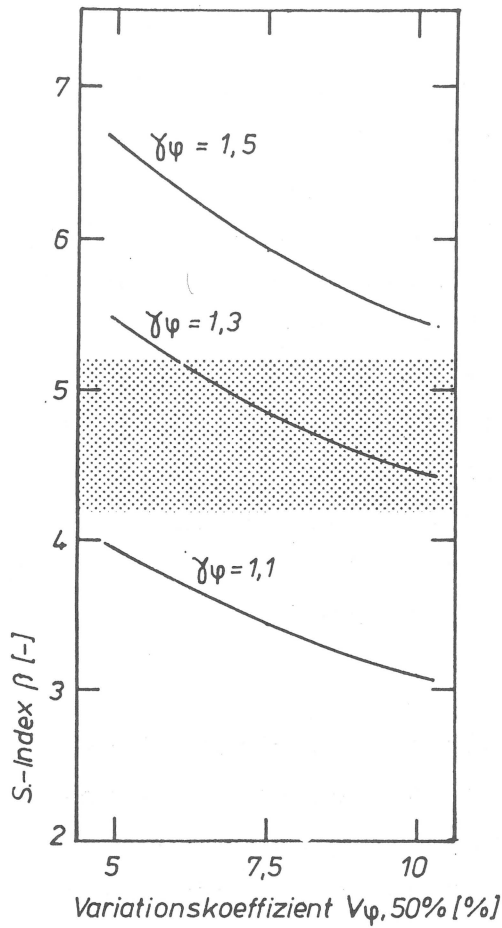


BILD 101: erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert bei Bezug auf den Mittelwert

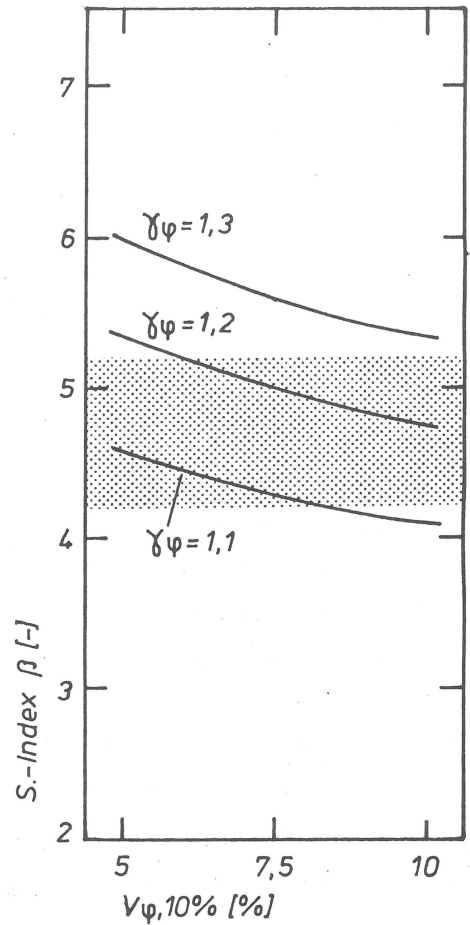


BILD 102: erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert bei Bezug auf die 10%-Fraktile

Abschließend muß nochmals darauf hingewiesen werden, daß die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage der beschriebenen statistischen Parameter gefunden wurden, so daß nicht auszuschließen ist, daß bei mehr oder anderen Informationen über die Verteilung von Bodenkenngrößen Änderungen erforderlich werden können.

8.5 BEMESSUNGSERGEBNISSE

Das Bemessungsziel der Standsicherheitsuntersuchung auf der tiefen Gleitfuge ist die erforderliche Ankerlänge. Nach der Vorgehensweise der EAU muß neben der Lage des Mittelpunktes der Krafteinleitungsstrecke bei Ankerpfählen die Mindestverankerungslänge l_R nach EAU, E 66, bestimmt werden. Die Gesamtlänge des Zugpfahls ergibt sich aus der Addition der Ankerlänge im aktiven Gleitkeil und der wirksamen Verankerungslänge $l_w > l_R$. Für diese Berechnungen wurde der aktive Gleitfugenwinkel aus dem Bemessungswert des Reibungswinkels und, sofern erforderlich, der Geländeneigung ermittelt. Zur Bestimmung der Mindestverankerungslänge wurde eine Grenzmantelreibung von 50 kN/m^2 (Richtwert nach EAU, E 26; siehe auch Abschnitt 8.4.1) eingesetzt und nach EAU, E 96, mit $\eta_z = 1.5$ abgemindert.

Auf dieser Grundlage erweist sich für die erforderliche Ankerlänge in fast allen Fällen die Forderung nach einer ausreichend langen rechnerischen Krafteinleitungsstrecke l_R nach EAU, E 66, als maßgeblich, nicht die Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge. Die Gesamtlängen sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Da in jeder Ankerlängenermittlung auch eine Wandbemessung enthalten ist, sind auch die errechneten Wandhöhen aufgeführt, ebenso der zugehörige Bemessungswert des Reibungswinkels.

Die Berechnung nach dem Extremalansatz erfolgte mit der o.g. Grenzmantelreibung ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Sicherheit, da der Bruch auf der tiefen Gleitfuge und das Herausziehen einer Restankerlänge (dort ist dann die Grenzmantelreibung mobilisiert) gleichzeitig auftreten. Es wird hier locker bis mitteldicht gelagerter Boden angenommen, so daß eine Abminderung zur Berücksichtigung einer Gruppenwirkung und des Unterschiedes zwischen Ankerzugversuch und Wandbewegung entfällt.

Der Extremalansatz liefert für die untersuchten Ankerpfähle, wie schon in Abschnitt 7.3 für Verpreßanker, kürzere Ankerlängen als der übliche Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen

Gleitfuge. Dies gilt sowohl für den Fall, daß der Kraftübertragungswert als deterministische Größe eingeführt wurde, als auch für den Fall, daß er auf einen Bemessungswert abgemindert wird. Müßten aber zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung und des Unterschiedes Ankerzugversuch - Wandbewegung für den Kraftübertragungswert auf die Hälfte reduzierte Werte eingesetzt werden, so sind auch hier, wie in Abschnitt 7.3, längere Anker als nach der bislang üblichen Vorgehensweise zu erwarten.

| | Berechnung nach EAU | | | Extremalansatz mit $\kappa = \text{const.}$ | | | Extremalansatz mit $v_{\kappa} = 10\%$ | | |
|---|---------------------|------|-------|--|------|------|---|------|------|
| | ψ^* | H | L | ψ^* | H | L | ψ^* | H | L |
| | [°] | [m] | [m] | [°] | [m] | [m] | [°] | [m] | [m] |
| GRUNDFALL | 19.6 | 20.8 | 35.7 | 20.2 | 20.8 | 29.4 | 21.8 | 19.6 | 30.5 |
| $\psi = 25.0^\circ$ | 17.9 | 22.2 | 40.4 | 18.5 | 22.2 | 31.2 | 19.9 | 20.8 | 34.5 |
| 30.0° | 21.3 | 19.7 | 31.8 | 22.0 | 19.7 | 24.7 | 23.6 | 18.7 | 27.2 |
| 32.5° | 23.0 | 18.8 | 28.5 | 25.4 | 18.0 | 20.1 | 25.4 | 17.9 | 24.4 |
| 35.0° | 24.8 | 18.0 | 25.7 | 25.4 | 18.0 | 20.1 | 27.2 | 17.3 | 22.0 |
| 37.5° | 26.5 | 17.4 | 23.3 | 27.2 | 17.3 | 18.3 | 28.9 | 16.8 | 19.9 |
| 40.0° | 28.2 | 16.9 | 21.2 | 28.9 | 16.8 | 16.7 | 30.7 | 16.3 | 18.1 |
| $\beta = 5.0^\circ$ | 19.6 | 21.5 | 39.7 | 20.2 | 21.5 | 30.5 | 21.5 | 20.3 | 33.4 |
| 10.0° | 19.7 | 22.5 | 46.3 | 20.1 | 22.5 | 35.2 | 21.1 | 21.4 | 37.9 |
| 12.5° | 19.8 | 23.2 | 51.9 | 20.2 | 23.2 | 39.3 | 20.0 | 22.4 | 41.6 |
| 15.0° | 20.2 | 24.6 | 63.5 | 20.5 | 24.6 | 47.8 | 20.6 | 24.2 | 49.2 |
| $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ | 19.6 | 20.8 | 38.8 | 20.2 | 20.7 | 29.5 | 21.9 | 19.5 | 33.0 |
| 15 kN/m ³ | 19.6 | 21.0 | 32.6 | 20.3 | 20.9 | 25.9 | 21.6 | 10.8 | 28.1 |
| 12 kN/m ³ | 19.7 | 21.1 | 30.9* | 20.3 | 21.1 | 24.2 | 21.4 | 20.2 | 25.9 |
| 9 kN/m ³ | 19.8 | 21.4 | 30.1* | 20.3 | 21.4 | 23.0 | 21.2 | 20.7 | 24.0 |
| $c = 5 \text{ kN/m}^2$ | 19.7 | 20.3 | 32.7 | 20.5 | 19.9 | 24.6 | 21.7 | 19.0 | 26.8 |
| 10 kN/m ² | 20.1 | 19.9 | 30.2 | 20.9 | 19.2 | 22.4 | 21.9 | 18.5 | 24.1 |
| 15 kN/m ² | 20.5 | 19.5 | 28.3 | 21.5 | 18.6 | 20.9 | 22.2 | 18.1 | 22.2 |
| 20 kN/m ² | 21.0 | 19.1 | 26.9 | 22.1 | 18.3 | 19.8 | 22.6 | 17.9 | 20.8 |
| 25 kN/m ² | 21.5 | 18.8 | 25.7 | 22.7 | 18.0 | 18.9 | 23.0 | 17.7 | 19.7 |
| $q = 0 \text{ kN/m}^2$ | 19.5 | 20.4 | 30.1 | 19.9 | 20.5 | 23.8 | 21.3 | 19.4 | 25.8 |
| 10 kN/m ² | 19.5 | 20.6 | 32.6 | 20.0 | 20.6 | 25.5 | 21.5 | 19.5 | 27.9 |
| 30 kN/m ² | 19.7 | 21.1 | 39.2 | 20.5 | 21.0 | 30.1 | 22.0 | 19.8 | 33.4 |
| 40 kN/m ² | 19.8 | 21.4 | 42.9 | 20.7 | 21.2 | 32.8 | 22.2 | 20.0 | 36.5 |
| Grundfall: $\psi = 27.5^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $q = 20 \text{ kN/m}^2$ *: maßgeblich für die erf.Ankerlänge ist der Standsicherheitsnachweis | | | | | | | | | |

TABELLE 3: Bemessungsergebnisse auf der Grundlage des probabilistischen Sicherheitskonzeptes

8.6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Bei Anwendung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes auf die Ermittlung der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge können Teilsicherheitsbeiwerte gefunden werden, die trotz der Variationsbreiten der verschiedenen Einflußgrößen zu einem homogenen Sicherheitsniveau führen. Dies gilt auch für die Vorgehensweise nach EAU, obwohl ihr eine falsche Modellvorstellung zugrunde liegt.

Großen Einfluß üben die Variationskoeffizienten auf den Sicherheitsindex aus. Bei der Verwendung konstanter Teilsicherheitsbeiwerte kann dadurch der Fall eintreten, daß bei kleinem Variationskoeffizient unwirtschaftlich bemessen wird, oder daß bei großem Variationskoeffizient eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit in Kauf genommen werden muß. Der Bezug auf einen Fraktilwert verringert den Einfluß, bietet aber keine zufriedenstellende Lösung. Eine weitere Unschärfe entsteht durch die Alternative konstanter Variationskoeffizient oder konstante Standardabweichung bei den Variationsrechnungen zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Wesentlich ist die Untersuchung der Standsicherheit als komplexes Problem, um in allen Teilbemessungen gleiche Versagenswahrscheinlichkeit zu erreichen. Eine Aufteilung in mehrere Teilbemessungen ist zu vermeiden.

Es konnte gezeigt werden, daß eine Ankerbemessung auf der Grundlage des vorgestellten Extremalansatzes als Grenzzustandsgleichung des probabilistischen Nachweisverfahrens möglich ist und wirtschaftliche Ergebnisse liefert. Mit dieser Vorgehensweise ist der oft beschriebene Nachteil mangelnder Vergleichbarkeit der Kranz'schen Sicherheitsdefinition ausgeräumt. Mit Hilfe des probabilistischen Sicherheitskonzeptes durchgeführte Bemessungen oder berechnete Sicherheiten sind untereinander vergleichbar und gewährleisten bei gleichem Sicherheitsindex gleiche Versagenswahrscheinlichkeiten.

9 ZUSAMMENFASSUNG

Zur Berechnung der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge, bzw. zur Ermittlung der erforderlichen Ankerlänge, wird ein Ansatz verwandt, der von Kranz 1940 für Ankerwände aufgestellt wurde. Zur Anwendung auf Verankerungen mittels Verpreßankern oder Zugpfählen wurde dieser Ansatz übernommen, ohne daß die Voraussetzungen von Kranz, nämlich kontinuierliche Krafteinleitung in den Boden parallel zur Stützwand und konzentrierte Krafteinleitung in einem Schnitt senkrecht zur Stützwand, eingehalten wurden. Ankerpfähle und Verpreßanker übertragen ihre Kraft in Wandlängsrichtung an einzelnen Punkten, in Ankerlängsrichtung jedoch über eine ausgedehnte Krafteinleitungsstrecke verteilt in den Boden, bei Pfählen sogar über die gesamte Pfahllänge außerhalb des aktiven Gleitkeils.

Der gebräuchliche Ansatz einer fiktiven Ankerwand in der Mitte der (ggf. rechnerischen, vom Ankerende aus abzutragenden) Krafteinleitungsstrecke und einer tiefen Gleitfuge von dort zum (ggf. rechnerischen) Wandfußpunkt der Wand erwies sich aufgrund einer Studie mit Modellversuchen und Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente als unzutreffend: Zwar stellt sich eine tiefe Gleitfuge ein, jedoch ist sie in ihrer Neigung abhängig vom Meterreibungswert T und dem Ankerabstand a . Diese beiden Größen können daher zu einem Kraftübertragungswert $K = T / a$ zusammengefaßt werden. Die Lage der fiktiven Wand wird durch den Schnittpunkt von tiefer Gleitfuge und Ankerachse festgelegt. Ihr Abstand von der Stützwand vergrößert sich mit zunehmendem Kraftübertragungswert.

Die Annahme des aktiven Erddrucks hinter der Stützwand und im Schnitt der fiktiven Wand wurde bestätigt, ebenso die Annahme eines ebenen Verformungsvorganges. Für Ankerwände wurde die bereits von Kranz (1940) beschriebene Bruchkörperform gefunden.

Eine zutreffende Ermittlung der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge für Verpreßanker und Ankerpfähle ist möglich durch

Aufstellung eines Extremalansatzes, nämlich der Berechnung der geringsten aufnehmbaren Ankerkraft in Abhängigkeit von der Gleitfugenneigung und unter Berücksichtigung der über die Krafteinleitungsteilstrecke hinter der Gleitfuge in den Boden übertragenen Kraft. Diese Teilstrecke ist bei Verpreßankern in ihrer Länge begrenzt auf die Verpreßstrecke. Außer dieser Einschränkung zeigen Verpreßanker und Ankerpfähle gleiches Verhalten und sind daher beim Nachweis mit dem Extremalansatz gleich zu behandeln. Verpreßpfähle können in diesem Zusammenhang bei gleicher mobilisierbarer Meterreibung den Verpreßankern überlegen sein.

Entgegen der bisherigen Vorgehensweise darf die Gruppenwirkung und der Unterschied zwischen Ankerzugversuch und Bruch auf der tiefen Gleitfuge nicht vernachlässigt werden. Beide Einflüsse führen beim Bruch auf der tiefen Gleitfuge zu geringeren Ankerbruchlasten als sie im Ankerzugversuch gemessen werden. Zur Berücksichtigung dieses Sachverhaltes wird vorgeschlagen, bei dicht gelagerten rolligen Böden die im Ankerzugversuch gemessene Kraft für die Verwendung im Standsicherheitsnachweis auf die Hälfte zu reduzieren, bei locker gelagerten Böden keine Abminderung vorzunehmen und dazwischen linear zu interpolieren.

Muß keine Abminderung vorgenommen werden, so wird, wie Vergleichsrechnungen gezeigt haben, mit dem Extremalansatz wirtschaftlicher bemessen als nach dem bisher üblichen Bemessungsverfahren. Darf wegen der o.g. Gründe nur die halbe im Ankerzugversuch gemessene Kraft beim Standsicherheitsnachweis in Ansatz gebracht werden, sind längere oder enger angeordnete Anker erforderlich, d.h. die bisher übliche Bemessung gewährleistet keine ausreichende Sicherheit.

Die Bemessung kann auf der Grundlage der Sicherheitsdefinition von Kranz oder nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept erfolgen. Letzteres bietet den Vorteil einer besseren Vergleichbarkeit der verschiedenen Nachweise.

ANHANG A

BERECHNUNGSANSATZ

Von ϑ unabhängige Größen sind nur:

$$(13) \quad E_{ah} = \left[\left(\gamma \cdot \frac{h}{2} + p \right) \cdot K_{agh} - c \cdot K_{ach} \right] \cdot h$$

$$(14) \quad E_{av} = E_{ah} \cdot \tan \delta$$

Alle anderen Größen sind abhängig. Zur Vereinfachung wird der horizontale Abstand des Schnittpunktes von tiefer Gleitfuge und Ankerachse mit X bezeichnet (Bild 84) und in der Ableitung über die Kettenregel berücksichtigt, ebenso der Winkel ψ (Bilder 82 und 83):

$$(15) \quad X = \frac{hu}{\tan \zeta + \tan \vartheta}$$

$$(16) \quad \tan \psi = \tan (\varphi - \vartheta)$$

Für die anderen Parameter erhält man:

$$(17) \quad C_h = c \cdot X$$

$$(18) \quad C_v = c \cdot (H - h_0) - c \cdot \tan \zeta \cdot X$$

$$C_v = \quad M \quad - \quad N \quad \cdot X$$

$$(19) \quad A_{1h} = l \cdot \cos \zeta \cdot \kappa - \kappa \cdot X$$

$$A_{1h} = \quad B \quad - \quad \kappa \cdot X$$

$$(20) \quad A_{1v} = l \cdot \sin \zeta \cdot \kappa - \kappa \cdot \tan \zeta \cdot X$$

$$A_{1v} = \quad 0 \quad - \quad Q \quad \cdot X$$

$$(21) \quad E_{1h} = \left[\left(p + \frac{\gamma}{2} \cdot h_0 \right) \cdot K_{1gh} - c \cdot K_{1ch} \right] \cdot h_0 + \\ + \left[\left(p + \gamma \cdot h_0 \right) \cdot K_{1gh} - c \cdot K_{1ch} \right] \cdot h_0 \cdot (\tan \beta + \tan \zeta) \cdot X + \\ + \frac{\gamma}{2} \cdot K_{1gh} \cdot (\tan \beta + \tan \zeta)^2 \cdot X^2$$

$$E_{1h} = D + J \cdot X + K \cdot X^2$$

$$(22) \quad E_{1v} = D \cdot \tan \beta + J \cdot \tan \beta \cdot X + K \cdot \tan \beta \cdot X^2$$

$$(23) \quad G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H + h_0) \cdot X + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (\tan \beta + \tan \zeta) \cdot X^2$$

$$G = \quad I \cdot X \quad + \quad L \cdot X^2$$

$$(24) \quad P = p \cdot X$$

Es wurde in den Gleichungen bereits in von ϑ (bzw. X) abhängige und unabhängige Terme aufgeteilt. Die Substitutionen von Teilausdrücken sind jeweils unter der Gleichung angegeben. Mit diesen Substitutionen erhält man:

$$(25) \quad Ah = \frac{1}{1 + \tan \zeta \tan \psi} \{ Eah + B - D + [c - \kappa - J] \cdot X - K \cdot X^2 + [-Eav - M - O + D \cdot \tan \beta + (G + P + N - Q + I \cdot \tan \beta) \cdot X + K \cdot \tan \beta \cdot X^2] \cdot \tan \psi \}$$

und mit Hilfe nochmaliger Substitutionen:

$$(26) \quad \begin{aligned} U &= Eah + B - D \\ V &= c - \kappa - J \\ W &= O + D \cdot \tan \beta - Eav - M \\ Z &= G + P + N - Q + I \cdot \tan \beta \\ Y &= L + K \cdot \tan \beta \end{aligned}$$

lautet die Gleichung:

$$(27) \quad Ah = \frac{1}{1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi} [U + V \cdot X - K \cdot X^2 + (W + Z \cdot X + Y \cdot X^2) \tan \psi]$$

Die erste Ableitung lautet:

$$(28) \quad \frac{dAh}{dS} = 0 = \{ [V - 2K \cdot X + (Z + 2Y \cdot X) \tan \psi] \cdot X' + (W + Z \cdot X + Y \cdot X^2) \tan \psi' \} - \\ - [U + VX - KX^2 + (W + ZX + YX^2) \tan \psi] \cdot (1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)^{-1} \cdot [\tan \zeta \cdot (\tan \psi)']$$

Zur Ermittlung des Extremums ist die Gleichung zu Null zu setzen. Dadurch wird der Term

$$-(1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)$$

eliminiert. Die zweite Ableitung dient der Kontrolle, ob ein Minimum oder ein Maximum vorliegt:

$$(29) \quad \frac{d^2A}{dS^2} = [V \cdot X'' - 2K \cdot (X' \cdot X' + X \cdot X'') + (Z \cdot X'' + 2Y \cdot (X' \cdot X' + X \cdot X'')) \cdot \tan \psi + \\ 2(X' \cdot Z + 2Y \cdot X \cdot X') \cdot \tan \psi' + \\ (W + Z \cdot X + Y \cdot X^2) \cdot \tan \psi'' \cdot (1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)^{-1} + \\ + 2[V \cdot X' - 2K \cdot X \cdot X' + (Z \cdot X' + 2Y \cdot X \cdot X') \cdot \tan \psi + \\ (W + Z \cdot X + Y \cdot X^2) \cdot \tan \psi'] \cdot (-1) \cdot (1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)^{-2} \cdot (\tan \zeta \cdot \tan \psi)' + \\ + 2[U + VX - KX^2 + (W + ZX + YX^2) \cdot \tan \psi] \cdot (1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)^{-3} \cdot (\tan \zeta \cdot \tan \psi)'^2 + \\ + [U + VX - KX^2 + (W + ZX + YX^2) \cdot (-1) \cdot (1 + \tan \zeta \cdot \tan \psi)^{-2} \cdot (\tan \zeta \cdot \tan \psi)']$$

In den Gleichungen ist jeweils einzusetzen:

$$(30) \quad x' = - \frac{hu}{(\tan \zeta + \tan \vartheta)^2 \cdot \cos^2 \vartheta}$$

$$(31) \quad (\tan \psi)' = -(1 + \tan^2 \psi)$$

$$(32) \quad x'' = \frac{2 \cdot hu}{(\tan \zeta \cdot \tan \vartheta)^3 \cdot (\cos \vartheta)^4} - \frac{hu \cdot \tan \vartheta}{(\tan \zeta \cdot \tan \vartheta)^2 \cdot (\cos \vartheta)^2}$$

$$(33) \quad \tan \psi'' = 2 \cdot \frac{\tan \psi}{\cos^2 \psi}$$

Die Gleichungen wurden im Programm iterativ gelöst.

ANHANG B

LITERATURVERZEICHNIS

Abkürzungen:

- ASCE - American Society of Civil Engineers
ECSMFE - European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
ICASP - International Conference on the Application of Statistics and Probability
ICSMFE - International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

Andersen, W.F./ Hanna, T.H./ Abdel-Malek, M.N. (1983)
Overall Stability of Anchored Retaining Walls
J.Geotechn.Engng Div., Proc.ASCE 109, Nr.GT11, S.1416

Akinmusuru, J.O. (1984)
Multibelled and Block Anchor Capacities in Sand
Soils and Foundations 24, Nr.4, S.118

Arslan, U. (1980)
Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand
Mitt.der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.23

Bauer, K. (1966)
Der Bauer-Injektionsanker und seine Anwendung
Baumaschine und Bautechnik, S.257

Basset, B. (1977)
A Model Study of the Load Capacity of Underreamed Anchors
in Clay
IX.ICSMFE, Tokyo, Spec.Sess. Nr.4, S.11

Benjamin, J.R./ Cornell, C.A. (1970)
Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers
New York et al.: Mc Graw-Hill Book Company

Borst, R.de / Vermeer, P.A. (1984)
Possibilities and Limitations of Finite Elements for Limit
Analysis
Géotechnique 34, Nr.2, S.199

- Bustamante, M./ Delmas, F./ Lacour, J. (1977)
Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique
Revue Française de Géotechnique Nr.3, S.24
- Boulon, M./ Chambon, R. et al. (1977)
Comportement d'un écran et d'un pieu - essais, calculs
IX.ICSMFE, Tokyo, Bd.1, S.423
- Boulon, M./ Chambon, R./ Darve, F. (1977)
Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par
la méthode des éléments finis
Revue Française de Géotechnique, Nr.2, S.7
- Brackemann, F. (1966)
Verankerungen von Stahlspundwänden mittels gerammter Stahl-
und MV-Pfähle
Baumaschine und Bautechnik, S.283
- Briske, R. - Breth, H. et al. (1978)
Diskussion und Erwidern
Die Bautechnik 6, S.214
- Broms, B.B. (1968)
Swedish tie-back systems for sheet pile walls
3rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering, S.391
- Buseck, H./ Thamm, B. (1981)
Messungen an einer Stützwand der Bauweise "Bewehrte Erde"
Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln
- Charles, J.A./ Watts, K.S. (1980)
The influence of confining pressure on the shear strength of
compacted rockfill
Géotechnique 30, Nr.4, S.353
- Clemence, S.P./ Pepe, F.D. (1984)
Measurement of lateral stress around multihelix anchor in sand
ASTM GEotechnical Testing Journal 7, Nr.3, S.145
- Clough, R.W./ Woodward R.J. (1967)
Analysis of embankment stresses and deformations
J.Soil Mech.Found.Div., Proc.ASCE 93, Nr.SM4, S.529
- Clough, R.W./ Duncan, J.M. (1971)
Finite element analysis of retaining wall behaviour
J.Soil Mech.Found.Div., Proc.ASCE 97, Nr.SM12, S.1657
- Czapla, H. (1979)
Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzu-
stand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hang-
rauigkeit
Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 20

Daniels (1978)

An introduction to numerical mathematics and optimization methods
New York: Elsevier North-Holland

Dickin, E.A./ Leung, C.F. (1983)

Centrifugal model tests on vertical anchor plates
J.Geotechn.Engng, Proc.ASCE 109, Nr.12, S.1503

DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrundes"

Ausgabe November 1976

DIN 4026 "Rammpfähle"

Ausgabe August 1975

DIN 4085 "Berechnung des Erddrucks für starre Stützwände und
Widerlager"

Vornorm, Ausgabe August 1982

DIN 4125 "Erd- und Felsanker"

Ausgabe Juni 1972 (Teil 1), Februar 1976 (Teil 2)

DIN 4128 "Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser"

Ausgabe April 1983

Duda, M. (1971)

Eine vergleichende Untersuchung der Wirtschaftlichkeit ebener
finiter Elemente

Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich
Maschinenbau

Duncan, J.M./ Chang, C.Y. (1970)

Nonlinear analysis of stress and strains in soils
J.Soil Mech.Found.Div., Proc.ASCE 96, Nr.SM 5, S.1629

EAB - Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben"

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau

Berlin, München: Ernst & Sohn

EAU - Empfehlungen des Arbeitskreises "Ufereinfassungen"

der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der

Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn

Erdemgil, M. (1974)

Größe und Verteilung des Erddrucks auf eine Stützwand infolge
von Linienlasten auf der Oberfläche eines Geländesprunges

Dissertation Technische Universität Berlin, Fachbereich Bau-
ingenieurwesen und Vermessungswesen

Fießler, B./ Hawranek, R./ Rackwitz, R. (1976)

Numerische Methoden für probabilistische Bemessungsverfahren
und Sicherheitsnachweise

SFB 96, Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau,
Technische Hochschule München, Heft 14

- Finke, G. (1950)
 Verankerung von Stahlspundwänden durch horizontale Betonpfähle
 mit verdicktem Pfahlfuß
 Hansa 87, Nr.37/38, Hafenbautechnisches Heft 9, S.1176
- Finke, G. (1956)
 Zugversuche und Erfahrungen mit Verankerungspfählen für Uferwände
 Baumaschine und Bautechnik 3, S.69
- Franke, E./ Heibaum, M. (1985)
 Pfahlverankerte Verbauwände
 Schlußbericht zum Forschungsvorhaben, Gesch.Z. IV/1-5-358/82
 Institut für Bautechnik, Berlin
- Franke, E./ Muth, G. (1985)
 Scale effect in 1g-model tests on horizontally loaded piles
 XI.ICSMFE, San Francisco
- Gigan, J.P. (1984)
 Expérimentations d'un rideau de palplanches ancré par tirants
 actifs
 Bull.Liaison Labo.Ponts et Chaussées 129, Jan./Feb., S.5
- Goldscheider, M./ Kolymbas, D. (1980)
 Berechnung der Standsicherheit verankerter Stützwände
 Geotechnik 3, Nr.3, S.93
- Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für
 bauliche Anlagen
 Hrsg.: Deutsches Institut für Normung, 1.Auflage 1981
- Gudehus, G./Gäbler, G. (1983)
 Das neue statistische Sicherheitskonzept am Beispiel der Stand-
 sicherheit verankerter Wände und vernagelter Wände
 Schlußbericht zum Forschungsvorhaben, Gesch.Z. IV/1-5-280/80
 Institut für Bautechnik, Berlin
- Gudehus, G./ Schwing, E. (1986)
 Bildmaterial zum Vortrag "Sicherheit von Stützbauwerken"
 gezeigt beim Seminar "Sicherheit im Grundbau" der Technischen
 Akademie Wuppertal in Nürnberg
- Hasofer, A.M./ Lind, N.C. (1974)
 Exact and invariant second-moment code format
 J.Engng Mech.Div., Proc.ASCE 100, Nr.EM1, S.111
- Holzlhöner, U. (1978)
 Anwendung der Methode der Finiten Elemente auf Sand
 Vorträge der Baugrundtagung, S.55
 Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau
- Inçecik, M. (1985)
 Der Einsatz von Verpreßpfählen für Verankerungen
 Die Bautechnik, S.168

- Jain, G.S./ Gupta, S.P. (1968)
 A comparative study of mulit-underreamed pile with large diameter pile in sandy soil
 3rd Budapest Conf.on Soil Mech.Found.Engng, S.563
- Jelinek, R./ Ostermayer, H. (1966)
 Verankerungen von Baugrubenumschließungen
 Vorträge Baugrundtagung 1966, München
 Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau
- Jelinek, R./ Ostermayer, H. (1967)
 Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden
 Die Bautechnik 5, S.167
- Katzenbach, R. (1981)
 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächen-naher Tunnel in bebautem Stadtgebiet
 Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.24
- Kerisel, J. (1972)
 Le langage des modèles en mécanique des sols
 5.ECSMFE, Madrid, Bd.2, S.9
- Kramer, H./ Rizkallah, V. (1979)
 Verfahren zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern
 Der Bauingenieur 54, S.391
- Kranz. E. (1940)
 Über die Verankerung von Spundwänden
 Mitt. aus dem Gebiete des Wasserbaus und der Baugrundforschung.
 Heft 11
 Berlin: Ernst & Sohn
- Krebs Ovesen, N. (1979)
 The use of physical models in design, Diskussion
 7.ECSMFE Brighton, Bd.4, S.319
- Ladanyi, B. (1960)
 Etude des relations entre les contraintes et les déformations lors du cisaillement des sols pulvérulent
 Annales des Travaux Publics de Belgique, Nr.3, S.241
- Littlejohn, G.S. (1972)
 Anchored diaphragm walls in sand
 Ground Engineer 5, Nr.1, S.12
- Littlejohn, G.S. (1980)
 Design estimations of the ultimate laod-holding capacity of ground anchors
 Ground Engineering 13, Heft 8, S.25
- Lo, K.Y./ Lee, C.F. (1973)
 Analysis of progressive failure in clay slopes
 VII.ICSMFE, Moskau

- Magnan, J.P./ Baghery, S. (1982)
 Statistique et probabilité en mécanique des sols
 Etat de connaissance
 Lab.Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche
 LPC Nr.109
- Malina, H. (1969)
 Berechnung von Spannungsumlagerung in Fels und Boden mit Hilfe
 der Elementenmethode
 Veröff.Inst.f.Bodenmech. und Felsmech., Univ.Karlsruhe, Heft 40
- Mayer, G. (1983)
 Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpreßankern im Sand
 Veröff.Grundbauinst.Techn.Univ.Berlin, Nr. 12
- Pötscher, R./ Prodinger, W./ Veder, C. (1984)
 Erkenntnisse aus Druck- und Verformungsmessungen an verankerten
 Baugrubenumschließungen im innerstädtischen Bereich
 Der Bauingenieur 59, S.331
- Ponce, V.M./ Bell, J.M. (1971)
 Shear strength of sand at extremely low pressures
 J.Soil Mech.Found.Div., Proc.ASCE 97, Nr.SM4, S.625
- Pottharst, R. (1977)
 Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den
 konstruktiven Ingenieurbau
 Mitt. aus dem Inst.für Massibau der Technischen Hochschule
 Darmstadt, Heft 22
- Pottharst, R. (1980)
 Herleitung von Sicherheitsbeiwerten für Grundbruchberechnungen
 Schlußbericht, 2.Teil, zum Forschungsvorhaben IV/1-5-190/78
 Institut für Bautechnik, Berlin
- Pottharst, R. (1981)
 Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen
 als Grundlage für Bauvorschriften
 Schlußbericht, 3.Teil, zum Forschungsvorhaben IV/1-5-190/78
 Institut für Bautechnik, Berlin
- Potts, D.M./ Fourie, A.B. (1984)
 The Behaviour of a propped retaining wall: results of a
 numerical experiment
 Géotechnique 34, Nr.3, S.283
- Preuss, E.J. (1968)
 Über die Bemessung gering auf Zug belasteter Stahlpfähle im
 Leitungsbau
 Dissertation Technische Hochschule Braunschweig
- Raju, V.S./ Thomas, T.M. (1981)
 Influence of installation methods on frictional characteristics
 of concrete piles in sand - a model study
 J.Instn Engrs India 61, Teil C14, S.184

- Ranke, A./ Ostermayer, H. (1968)
 Stabilitätsuntersuchungen mehrfach verankerter Baugruben-
 umschließungen
 Die Bautechnik, S. 341
- Romberg, W. (1973)
 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand
 Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
 Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.12
- Scheid, F. (1979)
 Numerische Analysis
 Reihe Schaum
 New York et al.: Mc Graw-Hill Book Company
- Scheele, F (1982)
 Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden
 Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Boden-
 mechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München
 Heft 1
- Schmidt, H.J. (1966)
 Zuganker aus vorgespannten Verpreßbohrpfählen
 Baumaschine und Bautechnik, S.275
- Schmitt, G.P. (1974)
 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter
 Baugrubenwände
 Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
 Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.14
- Schueller, G.I. (1981)
 Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken
 Berlin, München: Ernst & Sohn
- Schultze, E. (1979)
 Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen
 als Grundlage von Bauvorschriften
 Schlußbericht, 1.Teil, zum Forschungsvorhaben IV/1-5-190/78
 Institut für Bautechnik, Berlin
- Schultze, E. (1982)
 Der Modellfaktor in der Bodenmechanik
 Comité d'Homage au Prof.E.de Beer, Brüssel, S.251
- Schulz, H. (1976)
 Die Sicherheitsdefinition bei mehrfach verankerten Stützwänden
 6.ECSMFE, Wien, Bd.1.1, S.189
- Sherif, M.A./ Fang, Y.S. (1984)
 Dynamic earth pressure on walls rotating about the top
 Soils and Foundations 24, Nr.4, S.109
- Shields, R./ Schnabel, H./ Weatherby, D.E. (1978)
 Load transfer in pressure injected anchors
 J.Geotechn.Engng, Proc.ASCE, Nr.GT9, S.1183

Sieler, U. (1984)

Eine Untersuchung der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge mit den Methoden des statistischen Sicherheitskonzeptes
Studienarbeit im Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, unveröffentlicht

Skoop, P. (1982)

Der Einfluß der Ankerneigung auf Verformung und Standsicherheit rückverankerter Verbauwände
Studienarbeit im Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, unveröffentlicht

Soos, P.v. (1973)

Aktuelle Fragen zur Anwendung von Erdankern im Bauwesen
Vortrag am 15.3. in Düsseldorf

Stavropoulos, D. (1969)

Ein Beitrag zur Frage der Verankerung von Stützwänden durch Injektionsanker
Dissertation Technische Hochschule München, Inst.f.Grundbau und Bodenmechanik

Stroh, D. (1974)

Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Elemente Methode
Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr. 13

Tagaya, K./ Tanaka, A. /Aboshi, H. (1983)

Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor
Soils and Foundations 23, Nr.3, S.91

Ulrichs, K.R. (1981)

Untersuchung über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden
Die Bautechnik Nr.4, S.124

Wanninger, R. (1980)

Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an der verankerten Wand
Mitt. der Versuchsanstalt für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.23

Wanninger, R./ Breth, H. (1981)

Zur Berechnung der Bodenverformung am Beispiel der mehrfach verankerten Baugrubenwand
Der Bauingenieur, S.167

Wanoschek, H.R. (1972)

Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.9

Werner, H.U. (1971)

Die Tragkraft langzylindrischer Erdanker zur Verankerung von Stützwänden unter besonderer Berücksichtigung der Lagerungsdichte kohäsionsloser Böden

Dissertation Rijksuniversiteit Gent, Fak.für angewandte Wissenschaften

Wernick, E. (1978)

Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens

Veröff.Inst.f.Bodenmech. u.Felsmech., Univ.Karlsruhe, Nr.75

Wolff, R. (1975)

Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche

Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Nr.16

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Technischen Hochschule Darmstadt

- 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 Beanspruchungen
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 Versuchsanordnung
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
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugru- benwände
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974

- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975
- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 - 1977
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten
Eine vergleichende Studie
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 22 Untersuchungen über das Verformungsverhalten von Asphaltbeton im Hinblick auf seine Verwendung als Innendichtung für Dämme (in Vorbereitung)
Dipl.-Ing. H. Schwab
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981
- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung
Dr.-Ing. H. G. Schmidt, Januar 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung
Dr.-Ing. H. G. Hartmann
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum