

Das neue statistische Sicherheitskonzept  
am Beispiel der Standsicherheit  
verankerter Wände und vernagelter  
Wände

**T 1095**

T 1095

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

T 1095: Das neue statistische Sicherheitskonzept am Beispiel  
der Standsicherheit verankerter Wände und vernagelter  
Wände

Schlußbericht zum Forschungsvorhaben

"Das neue statistische Sicherheitskonzept am Beispiel  
der Standsicherheit verankerter Wände und  
vernagelter Wände"

Förderer: Inst. f. Bautechnik, Berlin (IV/1-5-280/80)

INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMCHANIK  
UNIVERSITÄT KARLSRUHE  
POSTFACH 6380  
RICHARD-WILLSTATTER-ALLEE  
D-7500 KARLSRUHE 1

KARLSRUHE.

RUF: (07 21) 6 08 - 22 21 - 22 29

Schlußbericht zum Forschungsvorhaben:

"Das neue statistische Sicherheitskonzept am Beispiel der  
Standicherheit verankerter Wände und vernagelter Wände"

Verfasser: Günter Gäßler  
Gerd Gudehus

Förderer des Forschungsvorhabens:

Institut für Bautechnik, Berlin  
Geschäftszeichen: IV/1-5-280/80

Karlsruhe, Mai 1983

## Korrekturblatt Schlußbericht zum Forschungsvorhaben

"Das neue statistische Sicherheitskonzept  
am Beispiel der Standsicherheit verankerter  
Wände und vernagelter Wände"

Seite 27: 
$$W = \frac{1}{2} \gamma (1(2h-1 \tan \vartheta) - a^2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})) \quad (b)$$

Seite 30: 
$$A = \frac{1}{\cos(\vartheta - \varphi + \alpha_A)} (h \cot \vartheta (\frac{1}{2} \gamma h + q) \cdot \sin(\vartheta - \varphi) - \frac{1}{\eta_p} \cdot \frac{1}{2} \gamma t^2 K_{pt}(\varphi, \delta) \cdot \cos(\vartheta - \varphi + \delta)). \quad (4.6)$$

Seite 32: 
$$g(\varphi, \bar{A}_b(k), \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) = \bar{E}_p \cos(\vartheta_a - \varphi + \delta) + \bar{A}_b(k) \cos(\vartheta_a - \varphi + \alpha_A) - (\frac{1}{2}(\bar{\gamma}_S + 2\bar{q}) \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi) \cot \vartheta_a) \quad (4.9)$$

Seite 33: 
$$g(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) = \bar{E}_p \cos(\vartheta_a - \varphi + \delta) + \bar{A}_f \cos(\vartheta_a - \varphi + \alpha_A) - (\frac{1}{2}(\bar{\gamma}_S + 2\bar{q}) \sin(\vartheta_a - \varphi) \cot \vartheta_a). \quad (4.11)$$

Seite 44: 
$$\frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\vartheta_2 - \varphi + \delta) + A_3 (\cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A) - \frac{A_1}{A_3} (\cos(45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \alpha_A) \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{3\varphi}{2}) - \cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A))) - ((W_1 + Q_1) \cdot \sin(\vartheta_2 - \varphi) + (W_2 + Q_2) \cdot \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{3\varphi}{2})) = 0 \quad (4.19)$$

$$r_A = \frac{A_{f1}}{A_{f3}}$$

$$q(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta_p} \bar{E}_p \cos(\vartheta_2 - \varphi + \delta) + \bar{A}_{f3} (\cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A) - r_A (\cos(45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \alpha_A) \cdot \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{3\varphi}{2}) - \cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A))) - ((\bar{W}_1 + \bar{Q}_1) \cdot \sin(\vartheta_2 - \varphi) + (\bar{W}_2 + \bar{Q}_2) \cdot \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{3\varphi}{2})) = 0 \quad (4.20)$$

Seite 58: 
$$W = \frac{1}{2} \gamma (1(2h-1 \tan \vartheta_a) - h^2 \tan \alpha)$$

Seite 63: 
$$\alpha_i := \frac{\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{P^*} \cdot \sigma_i}{\sqrt{\sum (\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{P^*} \cdot \sigma_i)^2}} \quad (9.2)$$

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Einleitung	1
2. Vorbemerkungen zur Standsicherheit verankerter Wände	2
3. Modellversuche mit verankerten Wänden	4
3.1 Ziele der Modellversuche	4
3.2 Anordnung und Ablauf der Modellversuche	4
3.3 Vorversuche zur Erprobung der Versuchseinrichtung und zur Überprüfung der Starrkörpertheorie	8
3.4 Herausziehversuche mit Modellankern	12
3.5 Versuche mit verankerten Wänden	14
3.5.1 Beschreibung der Versuche und ihrer Bruchbilder	14
3.5.2 Bewertung der Ergebnisse	22
4. Grenzzustandsgleichungen von verankerten Wänden	26
4.1 Einfach verankerte Wände	26
4.1.1 Versagen mit flacher, geknickter Gleitfuge	26
4.1.2 Versagen mit steiler Gleitfuge	29
4.1.3 Versagen mit Drehung um Ankerkopf	34
4.1.4 Versagen mit tiefen Gleitkreis (Geländebruch)	36
4.2 Mehrfach verankerte Wände	39
4.2.1 Versagen in steiler Gleitfuge	39
4.2.2 Versagen in geknickter Gleitfuge	41
5. Vorbemerkungen zur Standsicherheit vernagelter Wände	46
6. Modellversuche mit vernagelten Wänden	47
6.1 Ziele der Modellversuche	47
6.2 Anordnung und Ablauf der Modellversuche	47
6.3 Herausziehversuche mit Modellnägeln	49
6.4 Übersicht der Versuche mit vernagelten Wänden	51
7. Grenzzustandsgleichung der vernagelten Wand	56
8. Angenommene statistische Verteilungen	59

	Seite
9. Probabilistisches Nachweisverfahren auf Stufe II	62
9.1 Grundzüge des Nachweisverfahrens	62
9.2 Erläuterung zum Rechenprogramm	64
10. Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten für verankerte Wände	67
10.1 Nachweis der Einbindetiefe	67
10.2 Nachweis der steilen Gleitfuge (Ankerkraft)	71
10.3 Nachweis der flachen Gleitfuge (Ankerlänge)	74
11. Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten für vernagelte Wände	81
12. Bemessungsdiagramme für verankerte Wände	84
13. Bemessungsbeispiele	88
13.1 Einfach verankerte Wand	88
13.2 Vernagelte Wand	90
13.3 Statistische und deterministische Sicherheit im Vergleich	92
14. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen	94
Schrifttum	97
Anhang	



## 1. Einleitung

Die Einführung des statistischen Sicherheitskonzeptes in den Grundbau steht noch am Anfang. Die erste statistische Sicherheitsanalyse eines Bemessungsproblems im Grundbau wurde von Pottharst (1982) beispielhaft für den Grundbruch vorgenommen. Als Richtschnur für statistisch-probabilistische Sicherheitsuntersuchungen liegen seit Dezember 1981 die "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" vor, die vom Deutschen Institut für Normung e.V. herausgegeben wurden. Unter weitgehender Beachtung dieser Empfehlungen wurden Teilsicherheitsbeiwerte für den Standsicherheitsnachweis verankerter Wände und vernagelter Wände hergeleitet.

Bei der Anwendung des neuen Sicherheitskonzeptes ist jedoch ein deterministisches Versagensmodell, welches das wirkliche Verhalten im Grenzzustand möglichst zutreffend beschreibt, eine unerläßliche Voraussetzung. Es wurden dazu Grenzzustandsgleichungen für Ankerwände und Nagelwände teils in verbesserter Form, teils in neuer Form entwickelt und durch Ergebnisse aus Modellversuchen bestätigt. Es wird nichtbindiger Boden ohne ausgeprägte Schichtung vorausgesetzt.

## 2. Vorbemerkungen zur Standsicherheit verankerter Wände

Üblicherweise beruht die Standsicherheitsberechnung von verankerten Wänden auf dem sog. Nachweis der tiefen Gleitfuge nach dem Vorschlag von Kranz (1953). Manchmal wird zusätzlich die Sicherheit gegen Geländebruch nach DIN 4084 nachgewiesen. Bei beiden Verfahren prüft man bei einfach verankerten Wänden die Sicherheit von Gleitflächen, welche den Anker umgehen, und weist somit nur eine ausreichende Länge des Ankers nach. Weit seltener wird beachtet, daß die einfach oder mehrfach verankerte Wand bei nicht ausreichenden Ankerkräften mit einer steilen ebenen Gleitfuge versagen kann, welche die Anker schneidet. Die Länge und die Kraft des Ankers sowie die Einbindetiefe bestimmen die Standsicherheit des Systems.

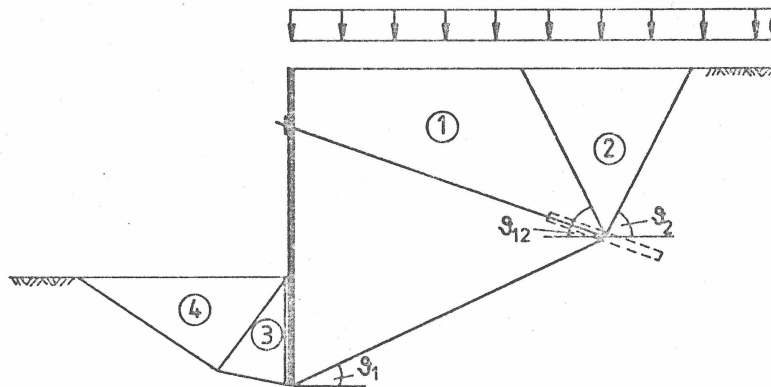


Abb. 2.1: Bruchmechanismus einer einfach verankerten Wand mit verschieblichem Wandfuß (nach Goldscheider und Kolybas)

In diesem Forschungsvorhaben wurde die Standsicherheit einfach verankerter, im Boden aufgelagerter Wände eingehend deterministisch und statistisch analysiert. Hierbei gehen die Untersuchungen zur Ankerlänge von dem von Goldscheider und Kolmybas (1980) vorgeschlagenen Bruchmechanismus aus (Abb. 2.1).

Im Interesse einer einheitlichen und vollständigen Sicherheitsbeurteilung wurden - über die ursprüngliche Zielsetzung hinaus - auch mehrfach verankerte Wände mit und ohne Einbindung in den Boden untersucht. Die statistisch-probabilistischen Ergebnisse hierzu sind allerdings noch nicht vollständig.

### 3. Modellversuche mit verankerten Wänden

#### 3.1 Ziele der Modellversuche

Mit den Modellversuchen sollte experimentell gezeigt werden, daß die Methode der kinematischen Starrkörpermechanismen (Gudehus, 1970; Goldscheider und Gudehus, 1974) auf verankerte Wände angewendet werden kann.

Die Bruchbilder von verankerten Modellwänden sollten aufgenommen und verglichen werden mit den vorhergesagten Bruchmechanismen (Goldscheider und Kolymbas, 1980). Die Beobachtung von Wandverformungen vor dem Bruch war von untergeordneter Bedeutung.

#### 3.2 Anordnung und Ablauf der Modellversuche

Der für dieses Forschungsvorhaben umgerüstete Modellkasten aus Plexiglaswänden hatte folgende Innenabmessungen: Länge 108 cm, Breite 72 cm, Höhe 56 cm. An die Längsseiten waren innen Kristallglasscheiben zur Verminderung der Reibung geklebt.

Die Versuchswände waren 72 cm breit und je nach den gewählten Randbedingungen zwischen 40 und 45 cm hoch. Die Wanddicke betrug 8 mm. Bei den meisten Versuchen war die Innenseite ganz und die Außenseite im unteren Bereich mit einer Sandschicht beklebt.

Die Anker des Prototyps wurden in der Verpreßstrecke durch einen Aluminium-Rundstab (Durchmesser 8 mm) mit aufgeklebtem Sandpapier und in der freien Stahllänge durch einen dünnen Draht abgebildet (Abb. 3.1). Am Ankerkopf konnte mit einer Spannvorrichtung, die nach Werner (1972) konstruiert wurde, vorgespannt werden.

Der trockene Versuchssand wurde aus einem fahrbaren Behälter

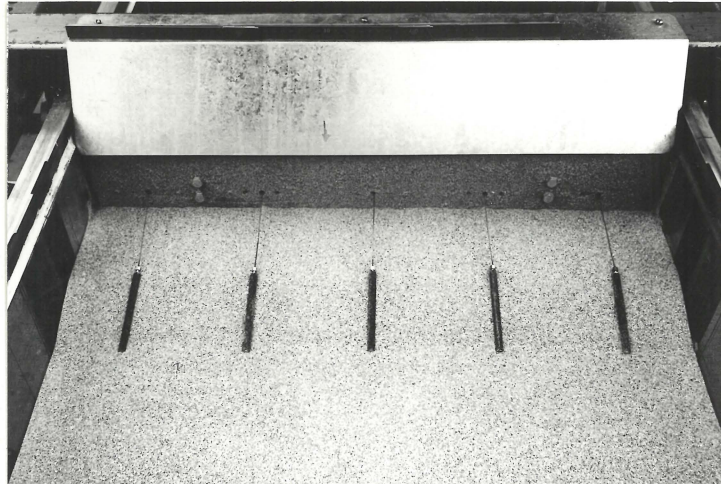


Abb. 3.1: Versuchskasten von oben (Breite 72 cm) mit eingebauten Modellankern (Seitenabstand 14 cm)

mit Lochsiebboden in horizontalen Lagen mit schwarzgefärbten dünnen Markierungsschichten eingerieselt. Zum Zeitpunkt, wo der einrieselnde Sand den Horizont des Wandfußes erreichte, wurde die Modellwand schwebend eingebaut und fest arretiert. Mittels einer Sauganlage konnten horizontale und schräge ebene Flächen (Abb. 3.2) hergestellt werden, auf welche die Anker gelegt und leicht angedrückt wurden.

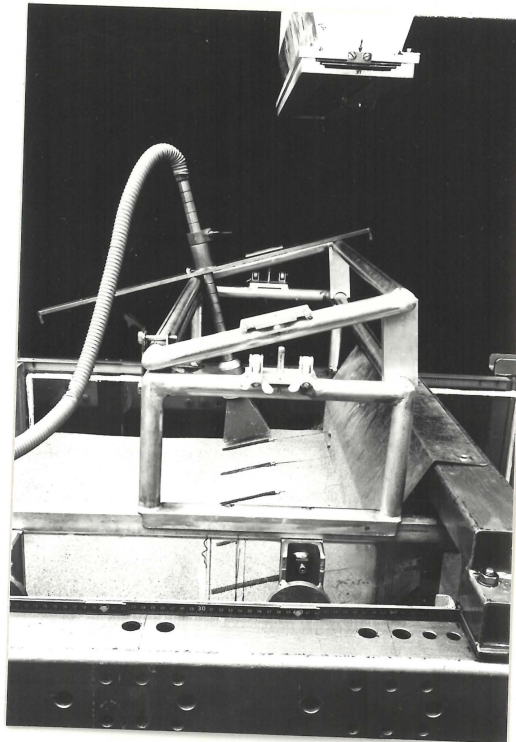


Abb. 3.2: Versuchskasten von der Seite mit Rieselbehälter (oben) und Sauganlage

Der in sämtlichen Versuchen verwendete Sand ist als "Karlsruher Sand" in seinem mechanischen Verhalten eingehend beschrieben worden. Erwähnt seien hier nur die Untersuchungen von Wernick (1978) und von Vardoulakis (1977).

Die Modellwand konnte mit einem Druckkissen (Breite 64 cm, Länge 60 cm, Höhe 6 cm) von der Modellwand bis zur Rückwand des Versuchskastens auf ganzer Fläche schlaff und gleichmäßig belastet werden. Das Kissen bestand aus einem festen Rahmen mit steifer Deckelplatte aus Eisenblech und einem Boden aus 0,4 mm dicker Gummifolie. Das Kissen war mit Wasser gefüllt, und der Innendruck wurde hydrostatisch erzeugt (bis zu 2 m WS und darüber).

Mit einer besonderen Führungseinrichtung konnten die Modellwände in reiner Translation bewegt werden. Die verankerten Modellwände (und vernagelten Modellwände) wurden so bemessen, daß sie im fertig eingebauten Zustand standsicher waren.

Nach Entfernen der Haltevorrichtung befanden sich die Systeme nach einer geringen Wandverschiebung (weniger als 1/10 mm) vermutlich noch in der Nähe des Ruhedruckzustandes. Die genaue Simulation des Ausgangszustandes einer Prototypwand - modelltechnisch äußerst aufwendig und schwierig - ist zur Beobachtung des Verhaltens im Grenzzustand u.E. nicht erforderlich. Denn bei Erreichen des Bruchzustandes dürfte das System seinen Ausgangszustand völlig vergessen haben.

Der Bruch wurde je nach den gewählten Randbedingungen auf eine der folgenden Arten allmählich herbeigeführt:

1. Erhöhung der Auflast mittels Druckkissen.
2. Horizontale oder geneigte Zugkraft im unteren Wandbereich.
3. Verminderung der Stützkraft am Wandfuß durch Absaugen des Sandes.

Die Wandbewegungen vor dem Bruch und während des Bruches wurden bei den meisten Versuchen mit induktiven Weggebern analog registriert und zusätzlich durch Ablesungen an Meßuhren festgehalten.

Die frei beweglichen Modellwände wurden nach Bruchverschiebungen von ca. 10 bis 15 mm, die zum Teil sehr schnell und stark beschleunigt abliefen, durch Puffer aufgefangen und dann wieder arretiert.

Der Modellkasten wurde nach Versuchsende von unten her bis zum Rand mit Wasser geflutet und wieder entleert. Der ursprünglich trockene Sand erhielt durch die Restfeuchte Kapillarkohäsion und blieb deshalb senkrecht angeschnitten über die volle Einbauhöhe mehrere Stunden standfest. Dadurch war es bei ebenen Versuchen möglich, die von Randstörungen nahezu unbeeinflusste Lage von Gleitfugen in der Modellkastenmitte sichtbar zu machen. Auf Abb. 3.3 ist der Längsschnitt durch eine Modellwand mit drei Ankerlagen zu sehen (Längsseite des Kastens links zum einfacheren Ausbau und zum unbehinderten Fotografieren ausgebaut).

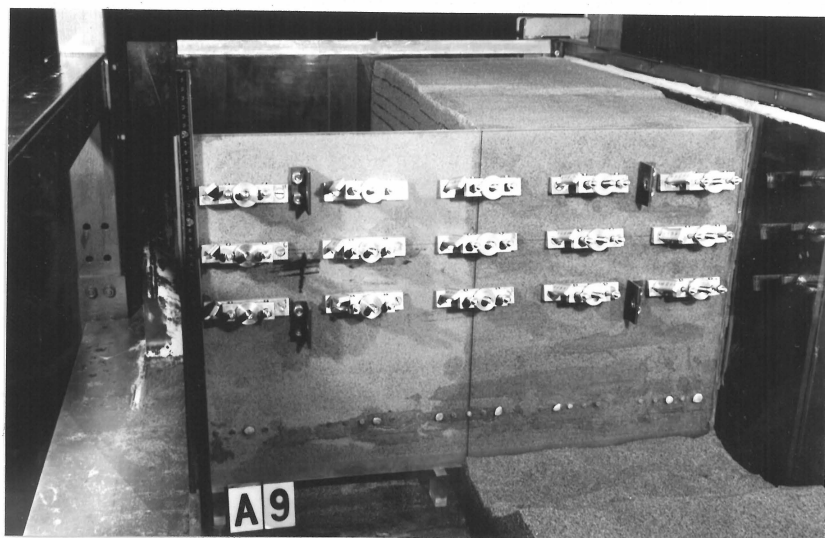


Abb. 3.3: Freigelegter Längsschnitt durch den Versuchskasten mit Ansicht auf Modellwand mit drei Ankerlagen (Versuch A9)

### 3.3 Vorversuche zur Erprobung der Versuchseinrichtung und zur Überprüfung der Starrkörpertheorie

Den Versuchen an verankerten Wänden ging eine Serie von sechs Vorversuchen voraus. Sie dienten zunächst dazu, die Versuchseinrichtung und den Einbau zu erproben (Einrieseln von Sand mit gefärbten Markierungsstreifen, Zwangsführung für Wände, Druckkissen, Fluten und Entleeren des Kastens, Freischneiden der Gleitfugen). Dabei wurde vergleichend untersucht, welche Gleitfugenneigungen sich bei Wänden ohne jegliche haltende Elemente im Boden (einfache Wände) im Bruch einstellen. Ferner sollte an Wänden mit einer etwa mittig angebrachten Schleppplatte (Abb. 3.6) vorab prinzipiell geklärt werden, ob bei rein translativer Führung bis zum Bruch Zweikörpermechanismen mit den vorausgesagten Gleitfugenlagen (siehe 1. Zwischenbericht, Abschn. 3.1) tatsächlich eintreten.

In allen Vorversuchen war die Wand vergleichsweise starr (Plexiglas mit 20 mm Dicke), gewichtslos (mit Hilfe von Gegengewichten) und vollkommen rauh (mit Sandkörnern beklebt). Die Wandhöhe betrug stets 45 cm und damit das Verhältnis Breite zu Höhe 1,6.

Da bei gesteuerter Horizontalverschiebung die Vertikalbewegung der Wand durch die vertikalen Längsführungen (nahezu reibungslose Gleitrollen) frei war, fand eine Relativbewegung zwischen Sand und Wand nicht statt.

Einbaubedingungen und wichtigste Ergebnisse der sechs Vorversuche werden kurz mitgeteilt.

Versuch 1 und Versuch 2 (Wiederholungsversuch) (Abb. 3.4):  
Einfache Wand, Sand dicht eingebaut ( $D \approx 1$ ,  $\psi = 43-44^\circ$ ),  
Horizontalverschiebung bei Versuchsende  $u_{\max} = 4$  mm.



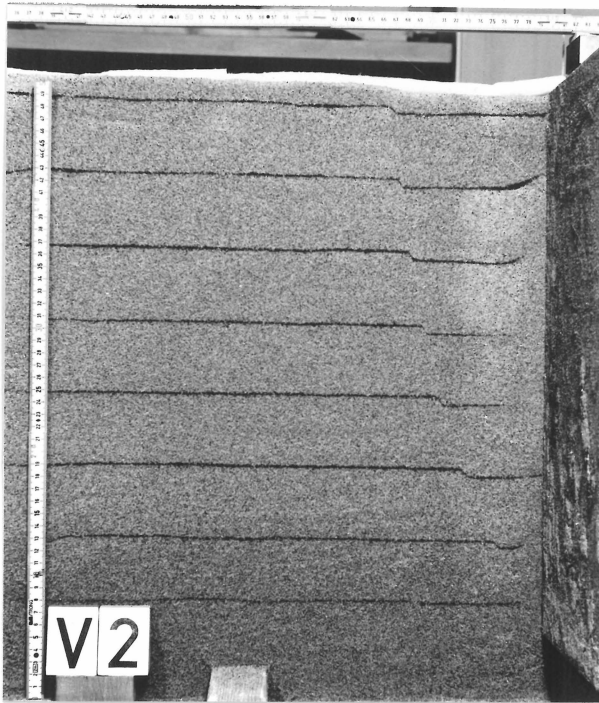


Abb. 3.4:  
Bruchbild Versuch 2

Bruchbild: Gleitfuge ist wider Erwarten sehr steil und dazu noch gekrümmt (möglicherweise eine Folge der unvermeidbaren Seitenwandreibung). Die Neigung der Verbindungslinie von Wandfuß zur Austrittsstelle der Gleitfuge beträgt  $74^{\circ}$  (Versuch 1:  $72^{\circ}$ ) und ist damit 5 bis  $8^{\circ}$  steiler als der aktive Gleitfugenwinkel nach Coulomb.

Versuch 3 (Abb. 3.5):

Einfache Wand, Sand locker ( $D \approx 0,4$ ;  $\psi \approx 35^{\circ}$ )

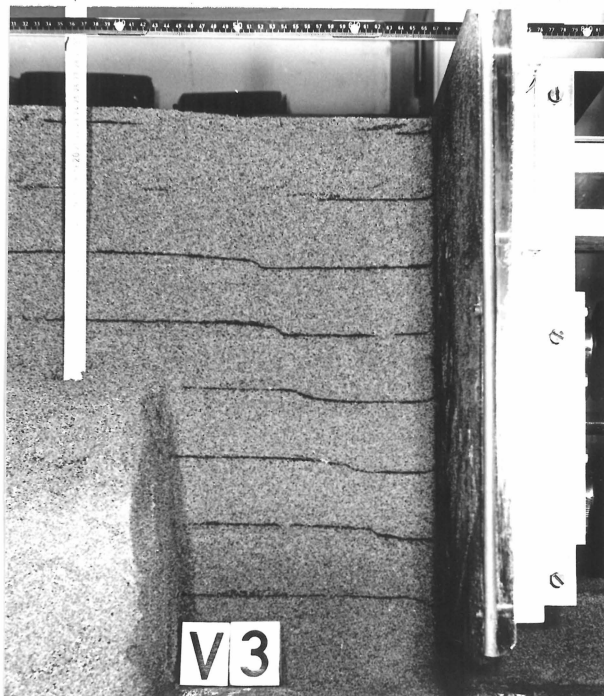


Abb. 3.5:  
Bruchbild Versuch 3

Bruchbild: Die Gleitfuge ist eben; ihre Neigung  $\theta$  beträgt  $65^\circ$  und ist damit 2 bis  $3^\circ$  steiler als die Neigung nach Coulomb.

Versuch 4 (Abb. 3.6; dort Bezeichnung "V11"):

Wand mit steif angeschlossener Schleppplatte (oben und unten mit Sandkörnern beschichtet); Sand dicht ( $D \approx 1$ );  $u_{\max} = 14$  mm; Bruchursache: horizontale Zugkraft.

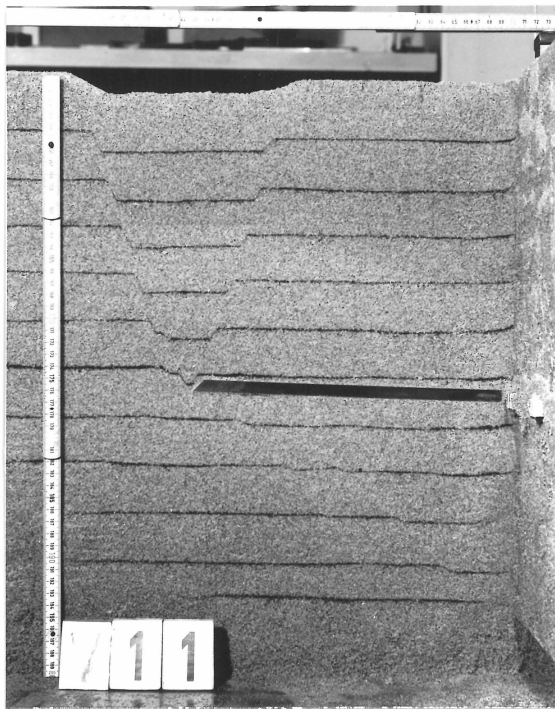


Abb. 3.6:  
Bruchbild Versuch 4  
("V11")

Bruchbild: Bruchmechanismus mit zwei Teilkörpern; Hauptgleitfuge oberhalb vom Knickpunkt und Zwischengleitfuge sind sehr deutlich ausgebildet mit entgegengesetzt gleichen Neigungen zwischen  $72^\circ$  und  $73^\circ$ .

Versuch 5 (Abb. 3.7; dort Bezeichnung "V12"):

Wand wie in Versuch 4; Sand locker ( $D \approx 0,4$ );  $u_{\max} = 12$  mm; Bruchursache: horizontale Zugkraft.

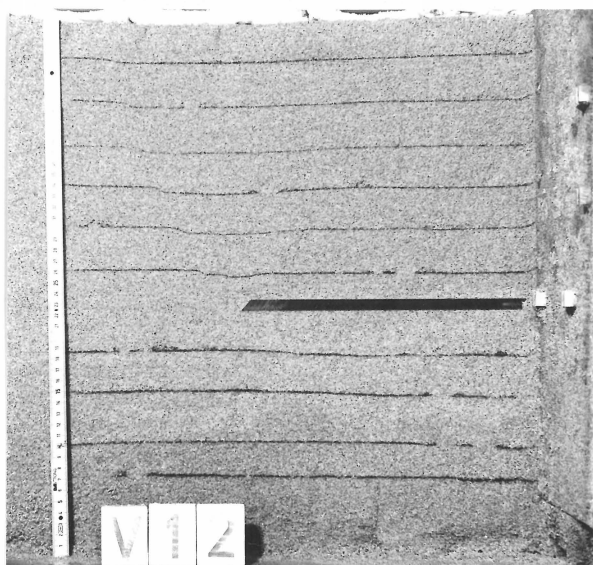


Abb. 3.7:  
Bruchbild Versuch 5  
("V12")

Bruchbild: Wiederum Bruchmechanismus mit zwei Teilkörpern; jedoch ist nur die Hauptgleitfuge oberhalb vom Knickpunkt deutlich ausgebildet mit einer Neigung von ca.  $65^{\circ}$ . Die Zwischengleitfuge ist nicht zutage getreten, stattdessen beobachtet man eine vom Knickpunkt sich nach oben verbreitern- de Scherzone.

Der Versuch wurde zu früh beendet: die Zwischengleitfuge wäre sicherlich nach größeren Verschiebungen mit (entgegengesetzt) gleicher Neigung wie die Hauptgleitfuge aufgetreten.

Im vergleichenden Überblick liefern die Vorversuche folgende wichtige Ergebnisse:

Die einfachen Wände als Referenz-Versuche zu allen Wänden mit haltenden Elementen zeigen, daß sich die Gleitfugen etwas steiler einstellen als nach Coulomb. Unter der Annahme der vollen Gültigkeit der Theorie von Coulomb muß vermutet werden, daß ideal ebene Verhältnisse in Kastenmitte nicht erreicht werden.

Bei translativer Führung der Wand mit Schleppplatte treten zusammengesetzte Starrkörpermechanismen mit ebenen Haupt- und ebener Zwischengleitfuge auf. Die Hauptgleitfugen des

zusammengesetzten Mechanismus haben über dem Knick bei gleicher Lagerungsdichte nahezu den gleichen Neigungswinkel wie die Gleitfugen der einfachen Wand (bei dichter Lagerung: 72 bis 73<sup>0</sup>; bei lockerer Lagerung: 64 bis 65<sup>0</sup>).

Die Zwischengleitfuge liegt - gespiegelt - unter dem gleichen Neigungswinkel wie die Hauptgleitfugen.

Wie bei der einfachen Wand bestimmt der Reibungswinkel der Ausgangslagerungsdichte die Neigung der in ihrer Richtung freien Gleitfugen des Zweikörpermechanismus. (Die Gleitfuge zwischen Wandunterkante und Schlepplattenende ist durch die Geometrie erzwungen und wird vom Reibungswinkel daher nicht beeinflusst.)

Weiterhin erwies es sich als versuchstechnisch notwendig, den Sand nur dicht einzubauen, um deutliche Gleitfugen (insbesondere Zwischengleitfugen) zu erhalten, und stets in Kastenmitte aufzuschneiden, um die Gleitfugenneigungen zu erhalten, die dem ebenen Fall am nächsten kommen.

#### 3.4 Herausziehversuche mit Modellankern

Maßgebend für die Stabilitätsuntersuchung verankerter Wände ist die Tragfähigkeit der Anker, die bei ausreichend dimensioniertem Stahlzugglied von den Grenzs Schubspannungen am Verpreßkörper bestimmt wird.

Von den Modellankern war gefordert worden, daß ihre Bruchlasten (Traglasten) etwa eineinhalb bis zweimal größer waren als die in den Modellversuchen vorgesehenen Vorspannkräfte. Die Anker wurden je nach Versuch mit Kräften zwischen 20 und 50 N vorgespannt.

Die Traglasten der für diese Modellversuche ausgesuchten Ankertypen wurden durch Herausziehversuche ermittelt, die in

einem eigens dazu gebauten kleineren Versuchskasten (Innenmaße 63 x 37 x 45 cm) durchgeführt wurden. Nach demselben Verfahren wie im eigentlichen Modellversuch wurden der Sand (dicht,  $D \approx 1$ ) und jeweils eine Lage von i.d.R. vier horizontalen Anker eingebaut. Die Anker wurden von einer 12 cm dicken Sandschicht überlagert. In einer Versuchsserie wurde zusätzlich eine Auflast von  $5 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht.

Die Versuchsanordnung zum Herausziehen der Anker gleicht derjenigen von Nägeln (Abb. 6.2a). Belastet wurde anfangs in Lastschritten von 5 N, dann bei ca. 75 % der vermuteten Bruchlast in Schritten von 2 N. Die zugehörigen Verschiebungen wurden bei jedem zweiten Anker protokolliert. Abb. 3.8 zeigt einen repräsentativen Kraft-Weg-Verlauf eines Modellankers.

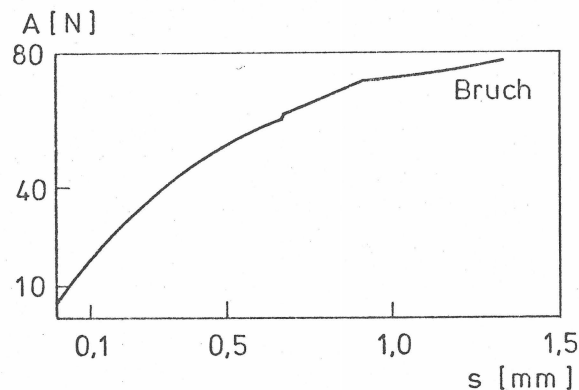


Abb. 3.8: Kraft-Weg-Verlauf eines Modellankers

Variiert wurden der Durchmesser  $d$  zwischen 6 und 10 mm und die Länge  $l_V$  mit 100 und 150 mm. Insgesamt wurden 34 Anker bis zum Bruch herausgezogen. Die gemessenen mittleren Bruchlasten  $m_{Ag}$  lagen zwischen 44 und 95 N.

Für eine statistische Auswertung ist die Stichprobenanzahl der Serien zu gering. Daher werden die Ergebnisse der Herausziehversuche lediglich in tabellarischer Form mit kleinstem und größtem vorkommenden Wert und Mittelwert einer Serie wiedergegeben (Tab. 1).

Serie	Anzahl	Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Länge [mm]	Dicke [mm]	Bruchlasten A <sub>g</sub> [N]		
					min A <sub>g</sub>	max A <sub>g</sub>	m A <sub>g</sub>
1	8	-	100	6	41	51	44,3
2	4	-	100	8	41	53	46,2
3	12	-	150	8	49	83	68,3
4	4	-	150	10	51	80	74,6
5	6	5	150	10	76	111	94,8

Tab. 1: Ergebnisse der Herausziehversuche von Modellankern

Die Herausziehversuche zeigten deutlich, daß der Abstand zwischen Vorspannkraften und Bruchlasten ausreichend groß war.

Weiterhin wurde bei drei Modellankern, die mit (später ebenfalls in den Wandversuchen verwendeten) Spannvorrichtungen auf halbe Bruchlast vorgespannt wurden, über längere Zeit kein Kriechen und kein Nachlassen der Spannkraft festgestellt.

Mit den Vorversuchsergebnissen erwiesen sich die Modellanker für die eigentlichen Versuche an Modellwänden insgesamt als brauchbar.

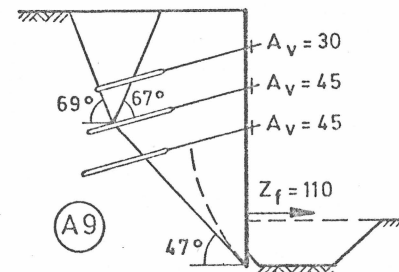
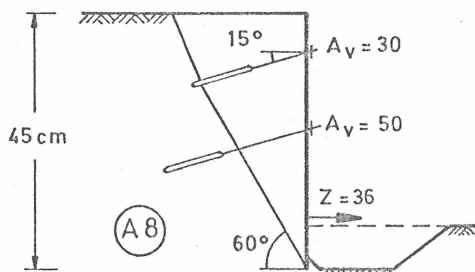
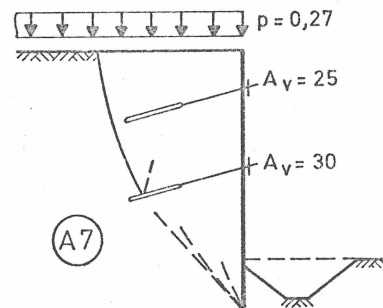
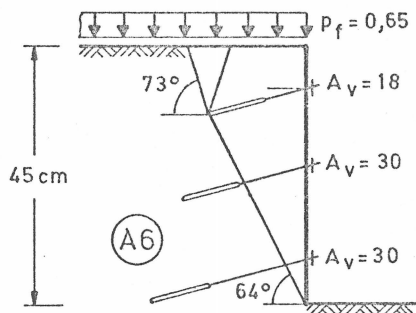
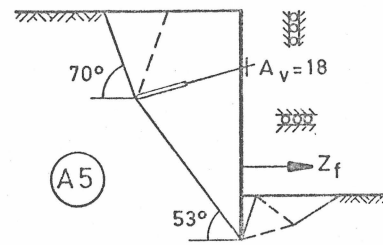
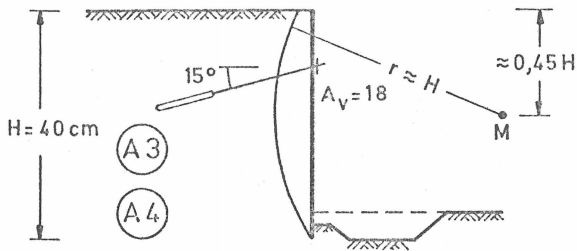
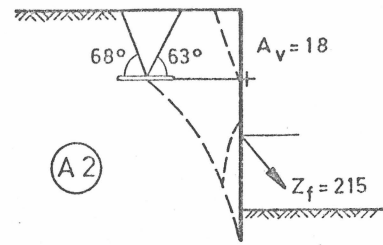
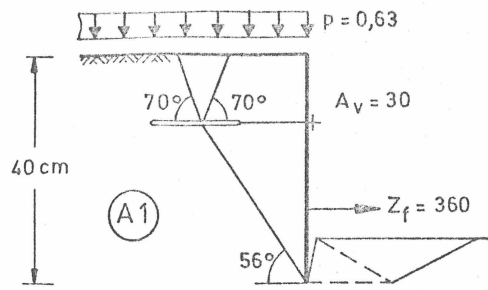
### 3.5 Versuche mit verankerten Wänden

#### 3.5.1 Beschreibung der Versuche und ihrer Bruchbilder

Insgesamt wurden neun Versuche mit verankerten Wänden durchgeführt. Abbildung 3.9 gibt eine Übersicht der Versuchswände mit Randbedingungen und beobachteten Bruchbildern.

Mit Ausnahme von Versuch A7 wurde der Sand dicht eingebaut ( $D \approx 1$ ). Nur in einem Versuch (A5) wurde die Wand in Parallelbewegung zwangsgeführt.

Im folgenden werden die Bruchbilder der Versuche stichwortartig erläutert.



Zeichenerklärung:

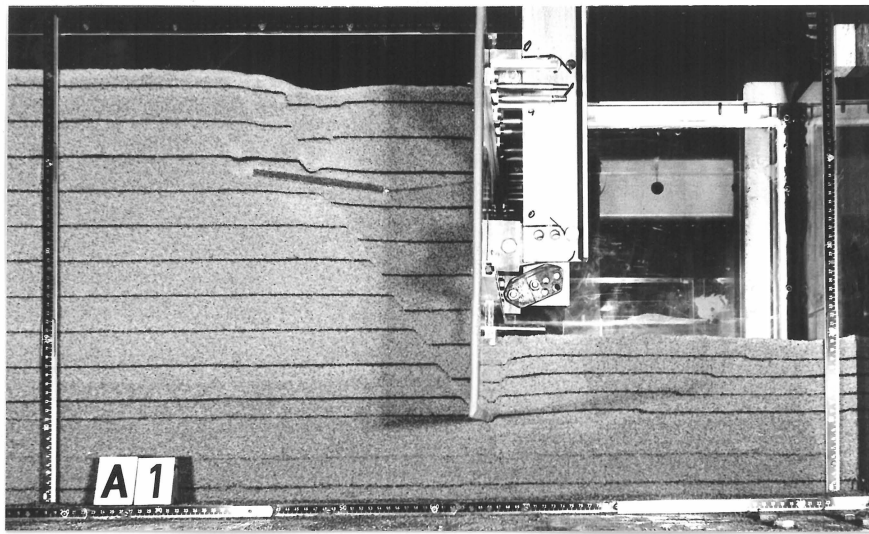
$A_V$  = Vorspannkraft der Modellanker [N]

$p$  = konstante Auflast ;  $p_f$  = Auflast als Bruchursache [ $N/cm^2$ ]

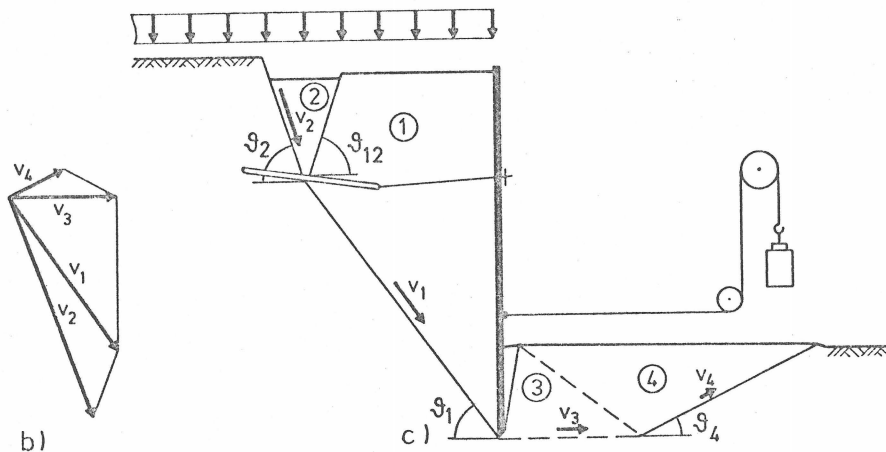
$Z$  = konstante Zugkraft ;  $Z_f$  = Zugkraft als Bruchursache [N]

Abb. 3.9: Übersicht der Modellversuche an verankerten Wänden mit Bruchbildern

Versuch A1 (Abb. 3.9 und Abb. 3.10):



a)



b)

c)

Abb. 3.10: Versuch A1: Bruchbild im freigelegten Schnitt (a), Hodograph des Bruchmechanismus (b) und Neigung der Gleitfugen (c)

Im aktiven Bereich gerade Hauptgleitfuge mit Knickpunkt am Ankerkörper; Zwischengleitfuge deutlich ausgebildet ( $\theta_{12} = \theta_2 = 70^\circ$ ); im passiven Bereich Hauptgleitfuge nur im geneigten ausbeißenden Abschnitt ( $\theta_4 = 27^\circ$ ) gut zu erkennen; Hauptgleitfuge zwischen Wandfuß und Knickpunkt bleibt verborgen (vermutlich horizontal oder schwach nach unten geneigt); zwischen Bodenkörpern 3 und 4 (Abb. 3.10c) statt Gleitfuge



offenbar Zonenbruch (bei größerer Verschiebung wäre die Zwischengleitfuge vielleicht aufgetreten); Richtungen und Beträge der Einzelkörper bei einer (beliebig)kleinen Verschiebung im Bruchzustand im Hodograph (Abb. 3.10b).

Versuch A2 (Abb. 3.9 und 3.11):

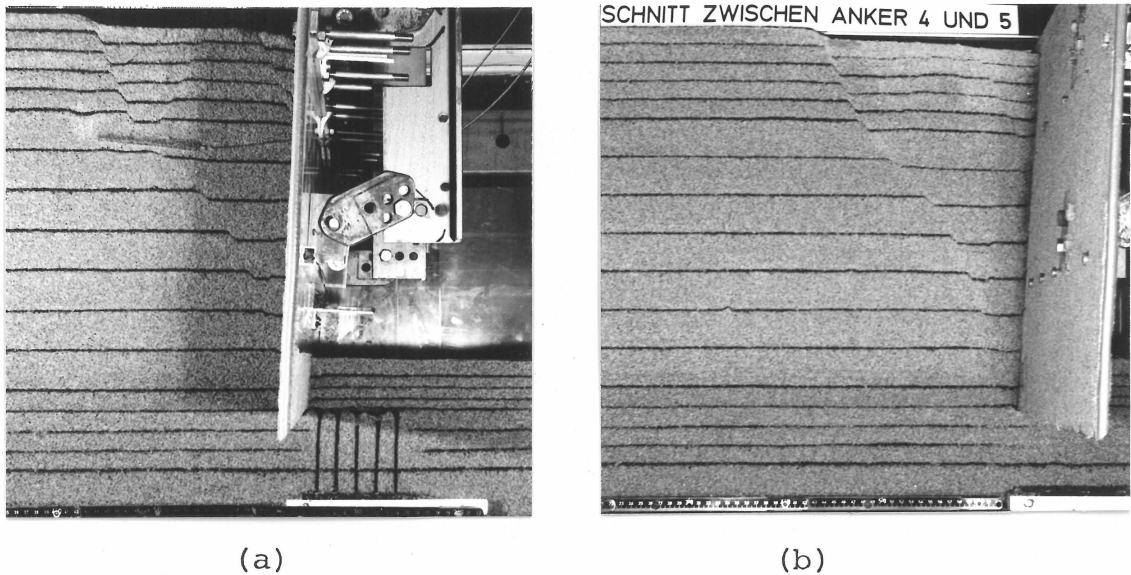


Abb. 3.11: Versuch A2: Schnitt durch Anker (a) und Schnitt zwischen Anker (b): Kombination aus Zonenbruch und Linienbruch

Zwischen Wandfuß und Anker Zonenbruch: Versätze in den Markierungsschichten am Anker ca. 9 - 10 mm, am Wandfuß ca. 1 mm; über der Ankerlage dreieckförmiger, starrer Bruchkörper mit nahezu geraden Gleitfugen (vgl. Versuch A1) und in Wandnähe oben eine sekundäre Gleitfuge; Horizontalverschiebung der Wand kurz nach Bruch: oben 5 mm, unten  $< 0,5$  mm, Vertikalverschiebung  $< 1$  mm.

Versuch A3 und A4 (Wiederholungsversuch) (Abb. 3.9 und 3.12):



Abb. 3.12: Versuch A4: Starrkörperbruch

Eine einzige gekrümmte Gleitfuge ausgehend von Wandfuß durch freie Stahllänge des Ankers bis in Nähe Wandkante; Gleitfuge gut anzunähern durch Kreisbogen mit Radius  $r$  ungefähr gleich Wandhöhe  $H$  (Mittelpunkt etwas oberhalb Wandmitte); abgleitender Erdkörper im Bruchzustand starr (erkennbar an Markierungsstreifen);

Wiederholungsversuch mit gleichem Ergebnis.

Versuch A5 (Abb. 3.9 und 3.13):

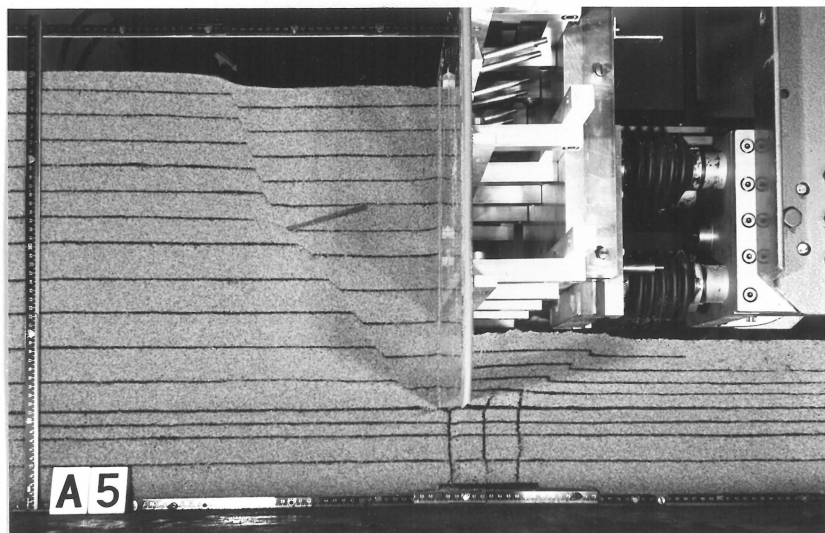


Abb. 3.13: Versuch A5: Zusammengesetzter Bruchmechanismus

Hauptgleitfuge mit deutlichem Knick am Ankerende; Zwischen-  
gleitfuge noch nicht ausgebildet, vermutlich Horizontal-  
verschiebung nicht ausreichend; aus Konstruktion des Hodo-  
graphen (vgl. Abb. 3.10b) ergibt sich eine (theoretische)  
Relativverschiebung  $\delta_{12} \approx 5 \text{ mm}$  zwischen vorderem Teilkör-  
per (1) und hinterem Teilkörper (2), die offensichtlich noch  
nicht zu einer klaren Abgrenzung der Teilkörper entlang ei-  
ner Gleitfuge ausreichte; ganz schwach die beiden Teilkörper  
an der Kontur der Geländeoberfläche erkennbar; im passiven  
Bereich nur die Hauptgleitfuge und (in Abb. 3.13 verdeckt)  
die Gleitfuge zwischen Boden und Wand auszumachen (vgl. Ver-  
such A1).

Versuch A6 (Abb. 3.9 und 3.14):

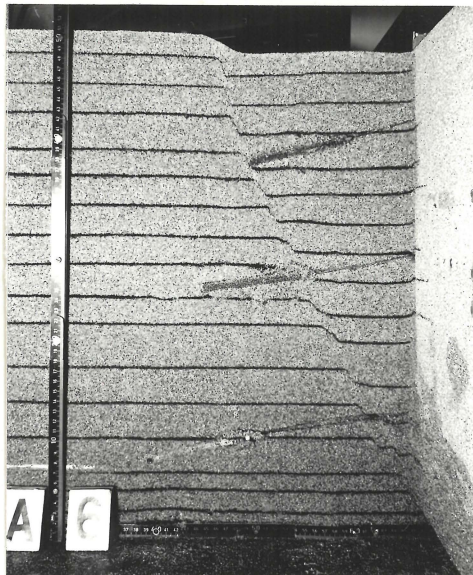


Abb. 3.14:

Versuch A6: Steile, sehr  
schwach abknickende Gleit-  
fuge

Geplante Bruchursache: vollständiges Versagen der unteren Anker-  
lage; Versuch jedoch nicht geglückt: die untere Ankerlage ver-  
sagte nicht, sondern verlor nur geringfügig an Vorspannung;  
deshalb mußte unplanmäßig Auflast bis zum Bruch gesteigert  
werden.

Bruchbild: gerade steile Gleitfuge, welche die untere und mitt-  
lere Lage schneidet und am hinteren Ende der oberen Anker  
schwach abknickt.

Versuch A7 (Abb. 3.9):

Eine einzige schwach gekrümmte Gleitfuge, welche beide Ankerlagen umgeht; Anpassung eines Kreisbogens ( $r \approx 1,4$ ) nur in schlechter Näherung möglich, Drehung der Wand im Bruchzustand (gegen Uhrzeigersinn) durch Messung aber eindeutig; im unteren Bereich von Wandfuß ausgehend zwei gekrümmte Gleitfugen, die im unteren Wanddrittel steckenbleiben; vermutlich sind dies Ansätze zu einer Drehbewegung wie in Versuch A3 und A4.

Versuch A8 (Abb. 3.9):

Eine einzige ebene Gleitfuge, welche die zweite Ankerlage schneidet und die obere umgeht; im Bruch ist der Erdkörper zwischen Gleitfuge und Wand als starrer Körper abgerutscht; die Markierungslinien deuten jedoch Verformungen vor dem Bruch an, die im Ansatz eine Wandverdrehung wie in Versuch A3 und A4 anzeigen (Differenz der Horizontalverschiebungen zwischen unten und oben: ca. 4 mm).

Versuch A9 (Abb. 3.9 und 3.15):

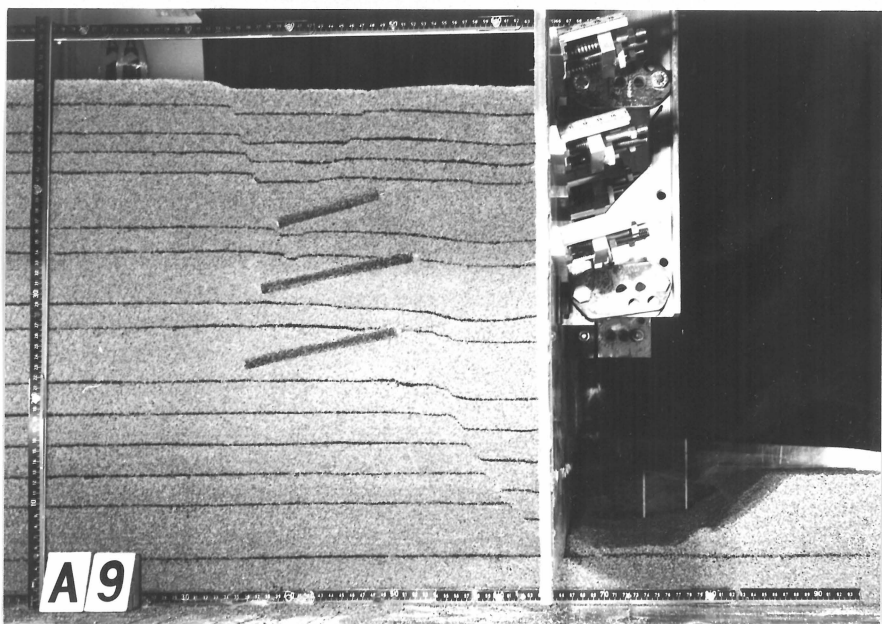


Abb. 3.15: Versuch A9: Zusammengesetzter Bruchmechanismus einer dreifach verankerten Wand mit flacher, an zweiter Ankerlage abknickender Gleitfuge

Es ist ein zusammengesetzter Bruchmechanismus zu erkennen: die Hauptgleitfuge schneidet die untere Ankerlage und knickt an der mittleren Ankerlage (etwa im hinteren Viertelpunkt der Verpreßstrecke) ab. Im unteren Bodenbereich geht vom Wandfußpunkt wiederum eine gekrümmte Gleitfuge aus, die sich nach oben verliert. Für das eigentliche Bruchereignis sind jedoch die durchgehend eben verlaufenden Gleitfugen maßgebend. In Abb. 3.16 erscheint die Hauptgleitfuge mit Knickpunkt und die von dort abzweigende Zwischengleitfuge noch einmal vergrößert. Bemerkenswert ist der Verlauf der Zwischengleitfuge durch die obere Ankerlage.

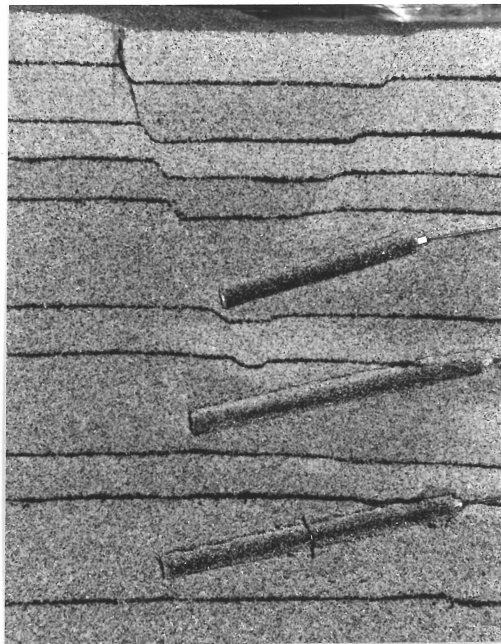


Abb. 3.16:

Versuch A9: Hauptgleitfuge mit Knickpunkt und Zwischengleitfuge im Verankerungsbereich

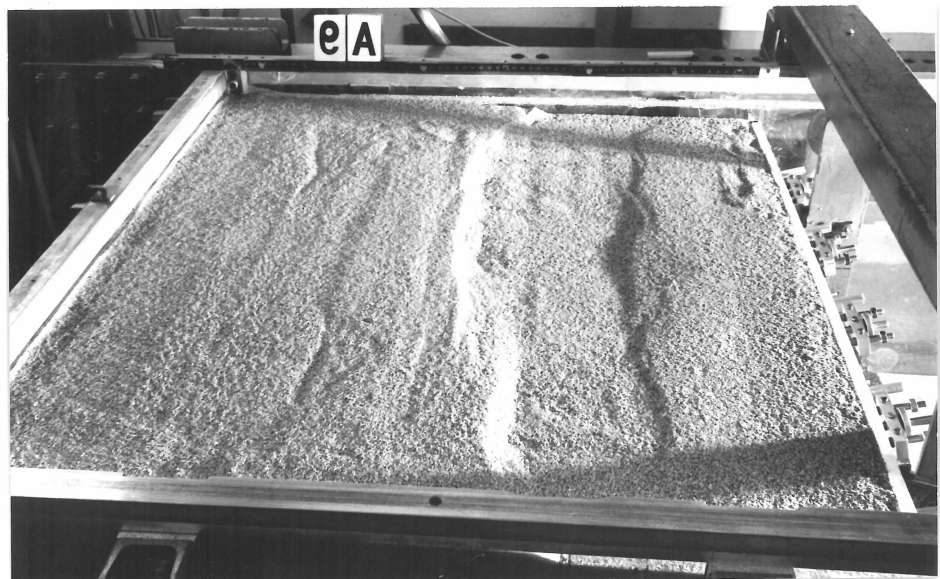


Abb. 3.17: Versuch A9: An der Oberfläche austretende Haupt- und Zwischengleitfuge

Abb. 3.17 zeigt, wo Haupt- und Zwischengleitfuge an der Oberfläche hinter der Wand ausbeißen und wie der dreieckförmige Erdkörper zwischen ihnen eingebrochen ist.

Zweikörpermechanismen bei mehrfach verankerten Wänden wurden bereits von Wolff (1975) in Modellversuchen gefunden. Die Lage der Gleitfugen wurde durch dünne biegeeweiche Metallstreifen nachgewiesen, die beim Einbau in den Sand eingelegt wurden. Nach Versuchsende wurden die Knickpunkte der einzelnen Streifen eingemessen und der Gleitflächenverlauf so rekonstruiert. Da in einer Ankerlage statt einzelner Ankerkörper zwei bzw. drei horizontale Metallplatten nahezu über die ganze Kastenbreite ausgelegt waren, konnten sich die Gleitfugen nicht vollkommen ungehindert einstellen wie in Abb. 3.16.

### 3.5.2 Bewertung der Ergebnisse

Die Einzelbetrachtung und der vergleichende Überblick der Versuche liefert folgende Ergebnisse:

In fast allen Fällen wurden einfache oder zusammengesetzte Mechanismen aus nahezu starren Körpern beobachtet (Ausnahme: Versuch A2), deren Verschiebungen im Grenzzustand mit der Starrkörperkinematik beschrieben werden können (vgl. Hodo-graph Abb. 3.10b).

Die Modellversuche zeigen, daß es eine eindeutig bevorzugte Versagensform für verankerte Wände nicht gibt.

Im folgenden werden die Versuche unter dem Gesichtspunkt ihrer Versagensform gruppenweise zusammengefaßt und bewertet:

#### Versuche A1 und A5

Die Versuche A1 und A5 lassen erkennen, daß ein Vierkörpermechanismus in Parallelbewegung dann auftritt, wenn die Grenz-

scherfestigkeit in den (potentiellen) Gleitfugen im aktiven und passiven Bereich erreicht ist. Unter dieser Versagensform behält das Systemteil Wand offensichtlich sein Momenten- und Kräftegleichgewicht bei.

Es darf aber nicht übersehen werden, daß die bruchverursachende Horizontalkraft  $Z$ , die es im Prototyp in dieser Form ja nicht gibt, mit Betrag, Richtung und Angriffspunkt die Versagensform mit beeinflußt.

Im Versuch A5 mußte Versagen in Parallelbewegung stattfinden, da Rotation des Systemteils Wand und damit des ganzen Systems durch die Zwangsführung unterbunden war. Die hierbei aufgetretenen Starrkörper sind eine weitere prinzipielle Bestätigung der Bruchkörpertheorie.

Die Versuche A1 und A5 zeigen weiterhin, daß die aktive Gleitfuge den Anker sowohl schneiden als auch ganz umgehen kann, in beiden Fällen aber am Anker abknickt. Die tatsächliche Lage der sog. tiefen Gleitfuge weicht im Versuch A5 von der üblichen Annahme (rechnerischer Ankerendpunkt in Verpreßstreckenmitte) ab, liegt aber auf der sicheren Seite.

#### Versuch A2

Durch die gewählte Bruchursache (nach unten geneigte Zugkraft) wird das Fußauflager der Wand nahezu unverschieblich trotz der geringen Einbindetiefe (5 cm). Es versagen die Teilsysteme Boden im aktiven Bereich und Anker. Die Folge ist eine Drehung der Wand im Uhrzeigersinn um ihren Fußpunkt.

Die Besonderheit des Versuches A2 liegt darin, daß er als einziger eine Versagensform aufweist, die nicht mit der Starrkörperkinematik beschrieben werden darf. Hinter der Wand hat sich ein Zonenbruch ereignet, nur der dreieckförmige Erdkörper oberhalb des Ankerkörpers ist als starrer Bruchkörper anzusehen.

#### Versuche A3 und A4

Durch die Bruchursache Abgraben wird der Erdwiderstand am Wandfuß vermindert, so daß das Systemteil Wand nicht mehr für sich im Gleichgewicht steht. Überraschend ist, daß die Wand und ein monolithischer Erdkörper in Rotation geraten. Die genaue Auswertung zeigte noch, daß sich Wand und Erdkörper relativ zueinander verschoben haben. Bezeichnend ist, daß die Drehpole von Wand und Erdkörper sich unterhalb der luftseitig verlängerten Ankerachse ungefähr im Abstand  $h$  vom Ankerkopf befinden und nicht mit dem Ankerkopf zusammenfallen.

Weiterhin ist hervorzuheben, daß bei der Kinematik dieses Versagensmechanismus der Anker nur ganz unbedeutend axial herausgezogen wird und deswegen auch nicht versagt.

Eine umfassende kinematische und statische Analyse des Mechanismus von Versuch A3 und A4 konnte im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht mehr vorgenommen werden.

#### Versuche A6 bis A9

Die Versuche an zwei- und dreifach verankerten Wänden zeigen, daß hier Ankerkraft und Ankerlänge den Bruchmechanismus bestimmen.

In den Versuchen A6 und A8 wird die ebene steile Gleitfuge, welche erst an der oberen Ankerlage abknickt, bevorzugt. Offenbar ist die mittlere Ankerlage zu lang, als daß sie von einer flacheren abknickenden (oder gekrümmten Gleitfuge wie bei Versuch A7) umgangen werden könnte. Dies bestätigen auch Nachrechnungen zu diesen Versuchen.

Wird Abgleiten des einfachen Gleitkeils durch hohe Ankerkräfte verhindert, kann Versagen in einem Zweikörpermechanismus wie in Versuch A9 stattfinden. Das Ergebnis dieses Versuchs ist besonders hervorzuheben. Es bestätigt die Annahme eines Zweikörpermechanismus auch für die mehrfach verankerte Wand, wie



sie von Goldscheider und Kolymbas (1980) getroffen wurde.

Die genaue Betrachtung der Bruchbilder von Versuch A7 und A9 (Abb. 3.15) läßt im Ansatz eine Drehbewegung von Wand und Boden wie in Versuch A4 (Abb. 3.12) erkennen, die vermutlich von der gewählten Bruchursache (Abgraben am Wandfuß) herührt. Die Wanddrehung als Versagensmodus wird jedoch durch die zwei bzw. drei Ankerlagen in den Versuchen A7 und A9 verhindert. Die Ankerlagen stellen eine mehrfache Stützung der Wand dar, welche die Wanddrehung kinematisch und statisch nicht zuläßt. Der Prototyp dürfte von daher also nicht gefährdet sein.

Zusammenfassend liefern die Modellversuche folgende wichtigen Ergebnisse für die weiteren Standsicherheitsanalysen:

Die Bruchbilder bestätigen die kinematische Starrkörpertheorie. Es treten einfache und zusammengesetzte Bruchmechanismen vorwiegend in Parallelbewegung auf.

Die Sicherheit von steilen Gleitfugen muß ebenso nachgewiesen werden wie die von flachen (sog. tiefen Gleitfugen).

Keinesfalls darf die Möglichkeit einer Drehbewegung (Abb. 3.12) bei einfach verankerten Wänden übersehen werden.

In keinem Versuch hat eine Modellwand mit dem sog. Böschungsgleitkreis (DIN 4084) versagt.

#### 4. Grenzzustandsgleichungen von verankerten Wänden

##### 4.1 Einfach verankerte Wände

##### 4.1.1 Versagen mit einer flachen Gleitfuge

Es wird die einfach verankerte, im Boden frei aufgelagerte Wand im Grenzzustand betrachtet. Die aktive Gleitfuge verläuft unten flach und umgeht den Anker. Der theoretische Ankerendpunkt wird dabei auf halber Verpreßlänge angenommen (Abb. 4.1). Der Winkel  $\vartheta$  wird somit durch die Geometrie des Systems festgelegt.

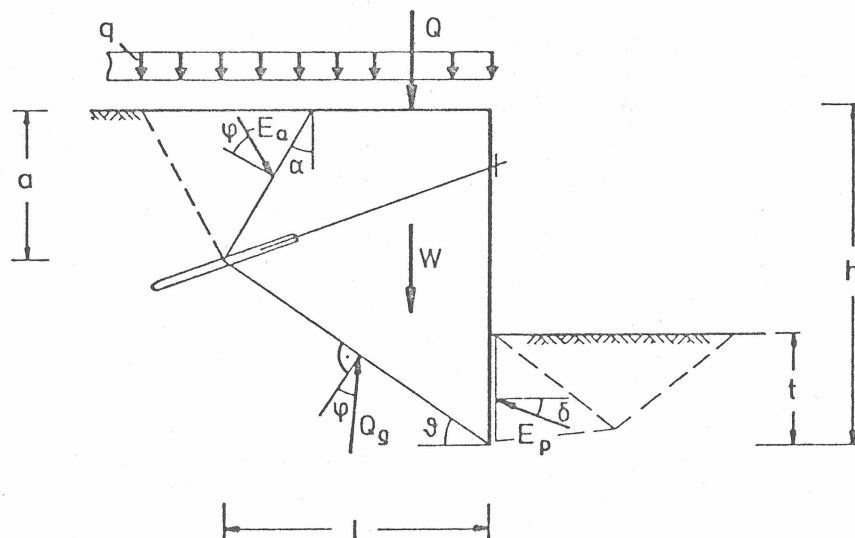


Abb. 4.1: Einfach verankerte Wand mit flacher Gleitfuge im Grenzzustand

Der Reibungswinkel  $\varphi$  des Bodens sei gerade so groß, daß sich das System im Grenzgleichgewicht befindet. An dem verankerten Bodenkörper wirkt sein Eigengewicht  $W$  (kN/m) und die resultierende  $Q$  (kN/m) der anteiligen Flächenlast  $q$  (kN/m<sup>2</sup>). Durch die Grenzbedingung liegt die Richtung der resultierenden  $Q_g$  aus Normal- und Reibungskräften in der unteren Gleitfuge fest. In der Gleitfuge am Wandfuß wirkt die Erdwiderstandskraft  $E_p$  (kN/m), i.d.R. unter dem Neigungswinkel  $|\delta| \leq \varphi$  geneigt. An der unter  $\alpha = \frac{\varphi}{2} - 45^\circ$  zur Vertikalen geneigten Zwischengleitfuge im aktiven Bereich wird die Erd-

druckkraft  $E_a$  (kN/m) unter dem Neigungswinkel  $\psi$  angesetzt (Vorzeichen von  $\alpha$  und  $\delta$  nach Grundbautaschenbuch, 3. Aufl., Teil 1, Kap. 1.12 Erddruckermittlung).  $E_p$  und  $E_a$  können mit den entsprechenden Beiwerten  $K_{pt}$  bzw.  $K_a$  aus den Erddrucktabellen im Grundbautaschenbuch (3. Aufl., Teil 1) leicht errechnet werden. Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (1980) müßte  $E_p$  noch mit dem Faktor  $\frac{1}{\eta_p}$  (wobei  $\eta_p \geq 1,5$ ) abgemindert werden, um der verzögerten Mobilisierung des vollen passiven Erddruckes Rechnung zu tragen. Beim Ansatz der resultierenden Kräfte in den Gleitfugen ist jeweils die Bewegungsrichtung der Körper zu berücksichtigen (Hodograph). Zu beachten ist, daß die Ankerkraft als innere Kraft keinen Einfluß auf das Gleichgewicht des Bodenkörpers hat.

Aus der Gleichgewichtsbedingung für alle horizontalen und vertikalen Kräfte erhält man nach Umformung die Grenzzustandsgleichung

$$\frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\vartheta - \psi + \delta) - ((W+Q) \cdot \sin(\vartheta - \psi) + E_a \cos(\frac{3}{2}\psi + 45^\circ - \vartheta)) = 0 \quad (4.1)$$

mit

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma t^2 \cdot K_{pt}(\varphi, \delta) \quad (a)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma (1(2h - l \tan \vartheta) - a^2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})) \quad (b)$$

$$a = h - l \tan \vartheta \quad (c)$$

$$Q = q(1 - a \cdot \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})) \quad (d)$$

$$E_a = \frac{1}{2} a (\gamma \cdot a + 2q) \cdot K_a \quad (e)$$

Man kann diese vorläufige Form der Grenzzustandsgleichung schon im Sinne des neuen Sicherheitskonzeptes interpretieren:

Der  $E_p$  enthaltende Term steht für die Widerstandsseite, der eingeklammerte Term nach dem Minuszeichen für die Einwirkungs-

seite des Systems. Die vertikale Gleitfuge am Wandfuß (Abb. 4.1) kann als Trennlinie beider Seiten angesehen werden. Jetzt werden drei Größen als streuend eingeführt und als sog. Basisvariablen nach den "Grundlagen" bezeichnet

Reibungswinkel	$\psi$	(-)
Bodenwichte	$\gamma$	(kN/m <sup>3</sup> )
Auflast	$q$	(kN/m <sup>2</sup> ).

Der Reibungswinkel  $\psi$  ist eine widerstehende Größe. Daß  $\psi$  auch auf der einwirkenden Seite vorkommt, steht dazu nicht im Widerspruch. Die Bodenwichte jedoch ist im vorliegenden Fall  $\vartheta > \psi$  vor der Wand eine widerstehende und hinter der Wand eine einwirkende Größe. Es muß also  $\gamma$  unterschieden werden in ein nach unten streuendes  $\gamma_R$  und ein nach oben streuendes  $\gamma_S$ . Diese beiden Größen werden noch durch ihren gemeinsamen Mittelwert  $m_\gamma$  dimensionslos gemacht:

$$\bar{\gamma}_R := \frac{\gamma_R}{m_\gamma} \quad \text{und} \quad \bar{\gamma}_S := \frac{\gamma_S}{m_\gamma} \quad (4.2)$$

Zweckmäßigerweise wird auch die Flächenbelastung mit  $m_\gamma$  und der Wandhöhe  $h$  dimensionslos definiert zu

$$\bar{q} := \frac{q}{m_\gamma \cdot h} \quad (4.3)$$

Die Grenzzustandsgleichung als Funktion dieser vier Basisvariablen nimmt damit für  $\vartheta > \psi$  folgende dimensionslose Form an:

$$g(\psi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta} \cdot \bar{E}_p \cdot \cos(\vartheta - \psi + \delta) - ((\bar{W} + \bar{Q}) \cdot \sin(\vartheta - \psi) + \bar{E}_a \cos(\frac{3}{2} \varphi + 45^\circ - \vartheta)) = 0 \quad (4.4)$$

mit

$$\bar{E}_p = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_R \left(\frac{t}{h}\right)^2 K_{pt} \quad (a)$$

$$\bar{W} = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_S \left(\frac{1}{h} \left(2 - \frac{1}{h} \tan \vartheta\right) - \left(\frac{a}{h}\right)^2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})\right) \quad (b)$$

$$\bar{Q} = \bar{q} \left(\frac{1}{h} - \frac{a}{h} \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})\right) \quad (c)$$

$$\bar{E}_a = \frac{1}{2} \frac{a}{h} (\bar{\gamma}_S \cdot \frac{a}{h} + 2\bar{q}) \cdot K_a \quad (d)$$

und

$$\frac{a}{h} = 1 - \frac{1}{h} \tan \vartheta \quad (e)$$

Ergänzend wird angemerkt, daß im Fall  $\vartheta < \varphi$  die Zwischengleitfuge, welche vom Ankermittelpunkt ausgeht, formal als Trennlinie von Widerstand und Einwirkung angesehen werden muß. Die Grenz Zustandsgleichung erhält dann ein etwas anderes Aussehen. Im Term  $\bar{W}$  tritt  $\bar{\gamma}_R$  an die Stelle von  $\bar{\gamma}_S$  und im Fall, daß  $\bar{q}$  Verkehrslast ist, muß  $\bar{Q}$  verschwinden:

$$h(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta_p} E_p \cdot \cos(\vartheta - \varphi + \delta) + \bar{W} \cdot \sin(\varphi - \vartheta) - \bar{E}_a \cdot \cos\left(\frac{3}{2} \varphi + 45^\circ - \vartheta\right) = 0 \quad (4.4)^+$$

Der hier analytisch beschriebene Bruch aus vier Starrkörpern (bzw. Zweikörperbruch auf flacher Gleitfuge im aktiven Bereich) wird die maßgebende Versagensform sein für die Bemessung der Ankerlänge (Ankergrundlänge  $l$  bzw.  $\frac{l}{h}$ ) nach dem neuen statistischen Konzept (siehe Abschnitte 12 und 13.1).

#### 4.1.2 Versagen mit steiler Gleitfuge

Die verankerte Wand wird wiederum im Grenz Zustand betrachtet. Die aktive Gleitfuge möge unter dem beliebigen Winkel  $\vartheta$  steil verlaufen und den Anker auf seiner freien Stahllänge schneiden.

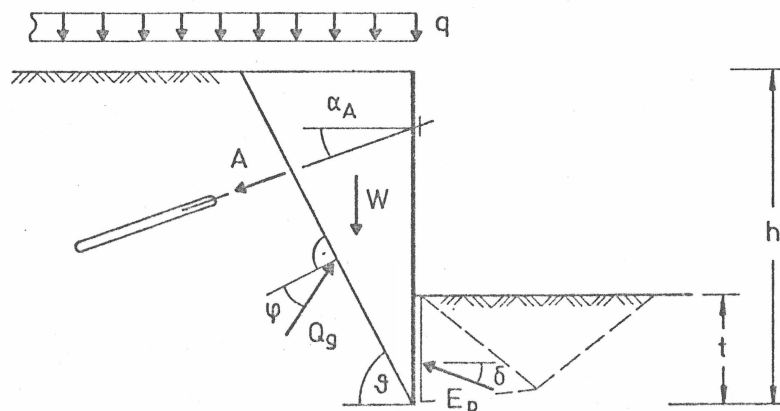


Abb. 4.2: Einfach verankerte Wand mit steiler Gleitfuge im Grenz Zustand

Der Anker sei unter dem Winkel  $\alpha_A$  geneigt. Die Neigung der steilen Gleitfuge ist im Gegensatz zur flachen Gleitfuge (Abschnitt 4.1.1) nicht durch die Geometrie des Systems festgelegt. Der Reibungswinkel  $\varphi$  sei gerade so groß, daß sich der keilförmige Bodenkörper, zu dem auch die Wand selbst gehört, im Grenzgleichgewicht befindet. An dem Erdkeil wirken folgende Kräfte: Eigengewicht  $W$  (kN/m), Resultierende  $Q$  (kN/m) der anteiligen Flächenlast  $q$  (kN/m<sup>2</sup>), Erdwiderstandskraft  $E_p$  (kN/m), Ankerkraft  $A$  (kN/m) und Resultierende  $Q_g$  aus Normal- und Reibungskräften in der Gleitfuge.  $E_p$  kann noch mit dem Faktor  $1/\eta_p$  abgemindert werden (vgl. Abschnitt 4.1.1).

Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man nach Umformung die Gleichung

$$\frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\vartheta - \varphi + \delta) + A \cos(\vartheta - \varphi + \alpha_A) - (W + Q) \sin(\vartheta - \varphi) = 0 \quad (4.5)$$

mit

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma t^2 \cdot K_{pt}(\varphi, \delta) \quad (4.1a)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cot \vartheta \quad (a)$$

$$Q = q \cdot h \cot \vartheta. \quad (b)$$

Einsetzen der Ausdrücke für  $E_p$ ,  $W$  und  $Q$  liefert die Ankerkraft

$$A = \frac{1}{\cos(\vartheta - \varphi + \alpha_A)} (h \cot \vartheta (\frac{1}{2} \gamma h + q) \cdot \sin(\vartheta - \varphi) - \frac{1}{\eta_p} \cdot \frac{1}{2} \gamma t^2 K_{pt}(\varphi, \delta) \cdot \cos(\vartheta - \varphi + \delta)). \quad (4.6)$$

Analog zur Erddrucktheorie ergibt sich für einen bestimmten Winkel  $\vartheta = \vartheta_A$  die für die Bemessung maßgebende größte Ankerkraft  $A_{\max}$ .

$\vartheta_A$  kann errechnet werden aus der notwendigen Bedingung  $\partial A / \partial \vartheta = 0$  für das Extremum (Maximum) von  $A$ .

Es zeigt sich bei genauer rechnerischer Untersuchung, daß  $\vartheta_A$  im wesentlichen von dem Verhältnis der Ankerneigung  $\alpha_A$  zum Reibungswinkel  $\psi$  abhängt. Bei  $\alpha_A/\psi \leq \frac{1}{2}$  ist  $\vartheta_A$  etwa so groß wie der aktive Gleitfugenwinkel nach Coulomb  $\vartheta_a$ , bei  $\frac{1}{2} < \alpha_A/\psi < 1$  kann  $\vartheta_A$  um  $5^\circ$  bis  $10^\circ$  größer als  $\vartheta_a$  werden. Eine obere Grenze für  $\vartheta_A$  gibt Formel (4.15a) im Abschnitt 4.2.1 an.

Wegen des schwach ausgeprägten Extremums der Ankerkraft kann jedoch i.a.  $\vartheta_A$  durch  $\vartheta_a = 45^\circ + \frac{\psi}{2}$  ersetzt werden.

Damit ergibt sich folgende vorläufige Form der Grenzzustandsgleichung, in der jetzt A die maximale Ankerkraft bedeutet:

$$\frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\vartheta_a - \psi + \delta) + A \cdot \cos(\vartheta_a - \psi + \alpha_A) - (W+Q) \sin(\vartheta_a - \psi) = 0 \quad (4.7)$$

mit

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cot \vartheta_a \quad (a)$$

$$Q = q \cdot h \cdot \cot \vartheta_a \quad (b)$$

Reibungswinkel  $\psi$ , Bodenwinkel  $\gamma$  und Auflast  $q$  werden zu streuenden Größen (Basisvariablen) wie in Abschnitt 4.1.1.

Die Ankerkraft könnte als Grenzlast  $A_p$  oder als Grenzlast  $A_k$  streuend in die Grenzzustandsgleichung eingehen (vgl. DIN 4125 Teil 2, Abschnitt 2.3). Versagen des Stahlzuggliedes soll im Rahmen dieser Betrachtungen ausgeschlossen sein.

Wenn die Ankerkräfte als streuende Grenzlasten in die Grenzzustandsgleichung eingesetzt werden sollen, dann muß gewährleistet sein, daß diese Kräfte beim betrachteten Versagen der Wand auch tatsächlich voll mobilisiert werden. Da die Anker üblicherweise nahezu senkrecht auf der steilen Gleitfuge stehen (Abb. 4.2), bedarf es einer großen Verschiebung des nach unten abgleitenden Erdkörpers, ehe die Ankerkraft

auf die volle Grenzlast angewachsen ist (vgl. Goldscheider und Kolymbas, 1980). Von daher wird es problematisch, das Versagen von verankerten Wänden in der steilen Gleitfuge mit den Grenzlasten der Anker zu beschreiben.<sup>+) Reibungswinkel dürften dann ohnehin nur mit ihren kritischen Werten  $\varphi_r$  (streuend) Eingang finden.</sup>

Ungeachtet der hier aufgezeigten Probleme wäre die streuende Ankerkraft  $A_b$  bzw.  $A_k$  eine widerstehende Basisvariable.

Wenn die Ankerkraft  $A_b$  ( $A_k$ ) dimensionslos definiert wird zu

$$\bar{A}_b(k) := \frac{A_b(k)}{m_\gamma \cdot h^2} \quad , \quad (4.8)$$

läßt sich die Grenzzustandsgleichung als Funktion von fünf Basisvariablen dimensionslos angeben:

$$g(\varphi_r, \bar{A}_b(k), \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) = \bar{E}_p \cos(\vartheta_a - \varphi_r + \delta) + \bar{A}_b(k) \cos(\vartheta_a - \varphi_r + \alpha) - \left(\frac{1}{2}(\bar{\gamma}_S + 2\bar{q}) \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi_r) \cot \vartheta_a\right) \quad (4.9)$$

mit

$$\bar{E}_p = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_R \left(\frac{t}{h}\right)^2 K_{pt}(\varphi_r, \delta).$$

Wegen der ungewissen statistischen Verteilung der Grenzlasten und des hinsichtlich der Kräftemobilisierung problematischen Versagensmodells wurde Gl. (4.9) für statistisch-probabilistische Analysen nicht mehr aufgegriffen.

Wird hingegen vorausgesetzt, daß der Verankerungskörper bei dem hier betrachteten Versagensfall nicht herausgezogen wird - wie es Goldscheider und Kolymbas tun -, dann geht in die Grenzzustandsgleichung die Festlegelast  $A_f$  (DIN 4125, Teil 2 Abschn. 2.2) des Ankers als deterministische Größe ein.

---

+) Nur wenn die Wand unter Drehung um den Fußpunkt versagt, (vgl. Versuch A2 in Abb. 3.9 und 3.11), könnten die Ankerkräfte bis zur Grenzlast mobilisiert werden. Die Aufstellung einer rein statischen Grenzzustandsgleichung sollte also stets unter Beachtung der Bruchkinematik erfolgen.



Damit vorgenommene Bemessungen bleiben aber nur dann wirtschaftlich, wenn die Festlegelast nur wenig unter der Anspannlast  $A_a$  liegt. Als Anspannlast wird hier diejenige Kraft bezeichnet, die nach DIN 4125 Bl. 1, Abschnitt 8.1 bei der Abnahmeprüfung kurzfristig auf jeden Anker aufgebracht wird.

Mit  $A_f$  geht also eine geprüfte und damit - formal betrachtet - theoretisch nicht streuende Mindest-Bruchlast in das Versagensmodell ein. Wird in dieser Weise der Grenzzustand des Systems verankerte Wand gesehen, ist der Sicherheitsabstand der Festlegelast  $A_f$  zur Grenzlast  $A_b$  ( $A_k$ ) von untergeordneter Bedeutung.

Im Fall des Spannverlustes (Nachlassens der Festlegekräfte) wird angenommen, daß bis zum Grenzzustand die Ankerkräfte durch vorhergehende Wandverformungen wieder auf die Ausgangswerte anwachsen. Hierzu dürften nur geringe Verformungsbeträge erforderlich sein, die fast ganz dem elastischen Dehnweg der freien Stahllänge entsprechen.

Vorläufig wird empfohlen, in die Grenzzustandsgleichung die rechnerische Festlegelast  $A_f = 0,8 \cdot A_a$  als nicht streuende Größe einzusetzen. Damit wird auch den Abschnitten 8.1 und 8.3 der DIN 4125 Blatt 1 Rechnung getragen. +)

Mit der dimensionslosen Ankerkraft

$$\bar{A}_f := \frac{A_f}{m_\gamma \cdot h^2} \quad (4.10)$$

lautet die Grenzzustandsgleichung dann

$$g(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) = \bar{E}_p \cos(\vartheta_a - \varphi + \delta) + \bar{A}_f \cos(\vartheta_a - \varphi + \alpha) - \left(\frac{1}{2}(\bar{\gamma}_S + 2\bar{q}) \sin(\vartheta_a - \varphi) \cot \vartheta_a\right). \quad (4.11)$$

---

+ ) Nach diesen Abschnitten muß die Anspannkraft mindestens das 1.2fache der Festlegelast betragen.

Der Bruch in der steilen Gleitfuge wird die maßgebende Versagensform sein für die Bemessung der Ankerkraft nach dem neuen statistischen Konzept - ungeachtet ob diese streuend oder fest eingeführt wird (siehe Abschnitt 12).

#### 4.1.3 Versagen mit Drehung um Ankerkopf

In Abschnitt 3.5.2 wurde bereits darauf hingewiesen, daß eine analytische Beschreibung der in den Versuchen A3 und A4 beobachteten Drehung von Wand und Bodenkörper um einen bzw. zwei außerhalb liegende Pole im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht geleistet werden konnte.

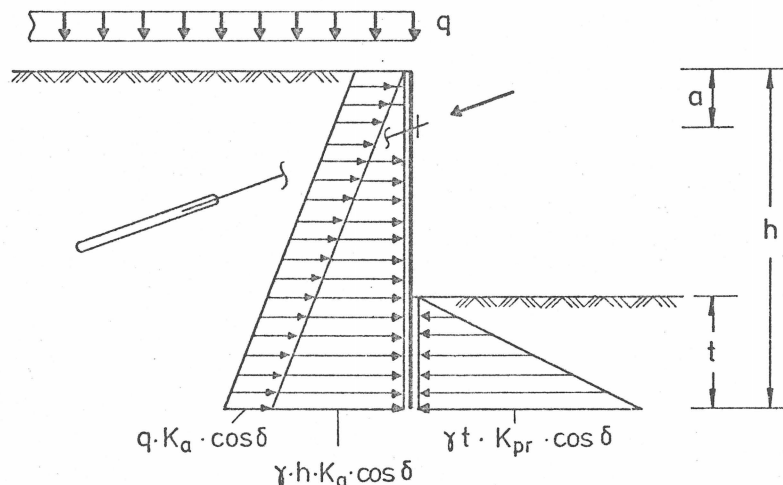


Abb. 4.3: Vereinfachte Erddruckverteilung auf die Wand

Stattdessen wurde eine Grenzzustandsgleichung in Anlehnung an übliche statische Verfahren aufgestellt, bei denen die Wand als statisch bestimmt gelagerter Balken behandelt wird. Die Bedingungen für Kräfte- und Momentengleichgewicht liefern dann die Einbindetiefe und die Ankerkraft (vgl. z.B. Verfahren nach Blum für verankerte im Boden frei aufgelagerte Spundwand). Der Fall des Ungleichgewichts der Momente um den Ankerkopf kommt kinematisch einer Drehung um den Ankerkopf gleich. Daher dürfte die im folgenden auf rein

statischer Grundlage entwickelte Grenzzustandsgleichung von dem im Modell beobachteten Versagensmechanismus nicht weit entfernt sein. Ein Nachweis hierzu steht aber noch aus.

Der Boden vor und hinter der Wand ist im Rankineschen Zustand vorzustellen. Vor der Wand wird passiver Erddruck mit dreieckförmiger Verteilung angesetzt. Hinter der Wand soll aktiver Erddruck mit dreieckförmiger Verteilung herrschen (Abb. 4.3). Unberücksichtigt bleibt hierbei der Einfluß der Ankerkraft auf die Erd- bzw. Wanddruckverteilung.

Aus der notwendigen Bedingung für Momentengleichgewicht um den Ankerkopf aller an der Wand wirkenden Kräfte läßt sich die Grenzzustandsgleichung nach kurzer Umformung schreiben:

$$\frac{1}{\eta_p} K_{pr}(\varphi) \gamma \cdot (3(h-a)t^2 - t^3) - K_a(\varphi) \cdot h \cdot (\gamma \cdot h(2h-3a) + q(3h-6a)) = 0. \quad (4.12)$$

Es bedeuten  $a$  [m] die Lage des Ankerkopfes (Abb. 4.3) und  $K_{pr}(\varphi)$  den Erdwiderstandsbeiwert nach Krey (tabelliert in Grundbautaschenbuch 3. Aufl., Teil 1). Die Neigungen von Erdwiderstandskraft und Erddruckkraft sind in (4.12) gleich groß vorzusetzen. Mit den Definitionsgleichungen (4.2) und (4.3) ergibt sich dann die dimensionslose Grenzzustandsgleichung als Funktion von vier Basisvariablen:

$$g(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta_p} K_{pr}(\varphi) \cdot \bar{\gamma}_R \cdot \left(3\left(1-\frac{a}{h}\right)\left(\frac{t}{h}\right)^2 - \left(\frac{t}{h}\right)^3\right) - K_a(\varphi) \left(\bar{\gamma}_S \left(2-3\frac{a}{h}\right) + \bar{q} \left(3-6\frac{a}{h}\right)\right) = 0 \quad (4.13)$$

Diese Grenzzustandsgleichung wird zur statistischen Bemessung der Einbindetiefe  $t$  verwendet (Abschn. 10.1).

#### 4.1.4 Versagen mit tiefen Gleitkreis (Böschungsgleitkreis)

Geländebruch nach DIN 4084 (Abb. 4.4) könnte in nichtbindigen Böden ohne ausgeprägte Schichtung stattfinden, wenn die Ankerkraft zwar ausreichend dimensioniert ist, aber die Ankerlänge und die Einbindetiefe zu gering gewählt werden.

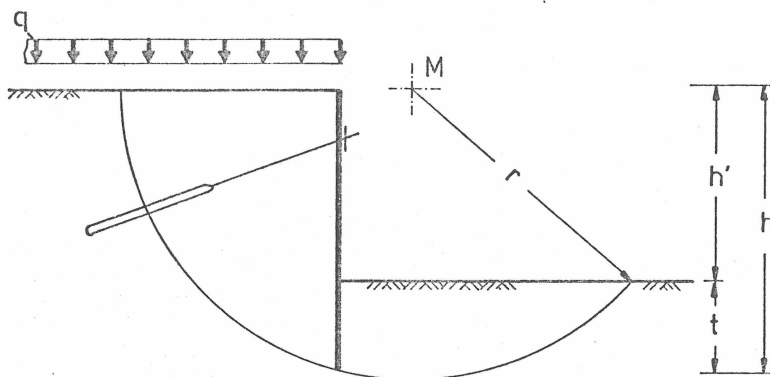


Abb. 4.4: Prüf-Böschungsgleitkreis bei verankerter Wand

In den Modellversuchen wurde Geländebruch nicht beobachtet. Die Bruchbilder der Versuche zeigen, daß Zweikörpermechanismen mit geraden Gleitfugen (Versuche A1, A9) bevorzugt werden, also unsicherer sind.

(Die steile gekrümmte Gleitfuge in Versuch A7 (Abb. 3.9) ist kein Gleitkreis i.S. eines Geländebruchs.)

Vielfach wird in der Praxis der Nachweis der Geländebruchsicherheit unnötigerweise geführt.

Die unterschiedlichen Verfahren zum Nachweis der tiefen Gleitfuge (Kranz) und zum Nachweis der Geländebruchsicherheit (DIN 4084) mit den überhaupt nicht vergleichbaren Sicherheitsdefinitionen lassen nicht erkennen, daß der Nachweis des Böschungsgleitkreises sich erübrigen kann, wenn die Ankerlänge mit der geraden flachen Gleitfuge nach Abschnitt 4.1.1 nachgewiesen ist.

Dies kann überzeugend mit dem statistischen Sicherheitskonzept gezeigt werden. Die dazu erforderliche Grenzzustandsgleichung für den in Abb. 4.4 dargestellten Geländebbruch wurde wie folgt entwickelt:

Wie beim Bruchmechanismus in Abb. 4.1 soll die Gleitfuge die Ankerlage im theoretischen Ankerpunkt und die Wand im materiellen Fußpunkt umgehen. Der Reibungswinkel  $\varphi$  des Bodens sei gerade so groß, daß sich das System im Grenzzgleichgewicht befindet. Durch Variation der Lage des Gleitkreismittelpunktes lassen sich für verschiedene Verhältnisse  $t/h'$  (Abb. 4.4) und verschieden hohe Auflasten  $\bar{q}$  die jeweils für den Grenzzustand maßgebenden Gleitkreise finden. In Abb. 4.5 sind für den Fall  $\bar{q} = 0$  die Grenzzgleitkreise durch den Wandfußpunkt mit normiertem Radius  $\bar{r} = r/h'$  und dem zugehörigen Grenzreibungswinkel  $\varphi$  eingezeichnet.

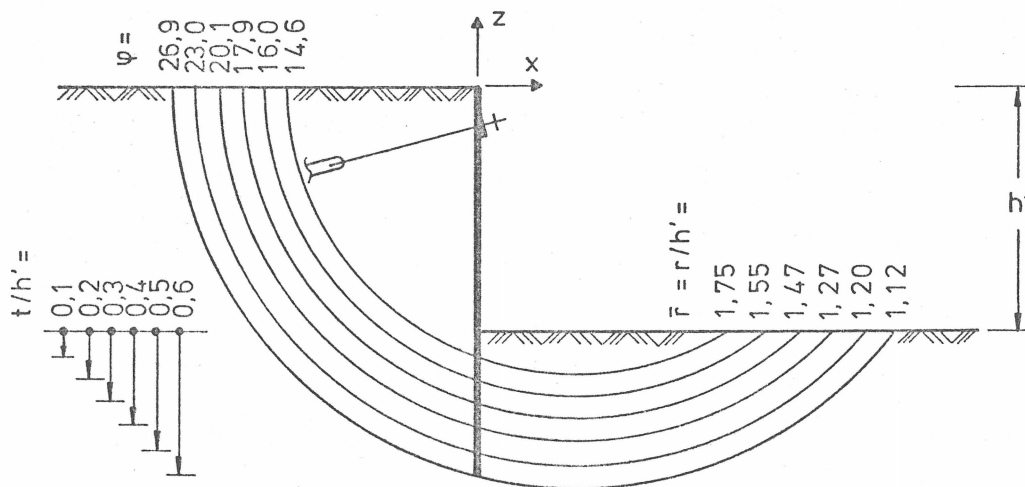


Abb. 4.5: Maßgebende Böschungsgleitkreise im Grenzzustand (Wand unbelastet)

Die Ergebnisse wurden nach dem Reibungskreisverfahren von Krey (1932) ohne Lamellenunterteilung, aber wegen der großen Zentriwinkel mit Korrekturfaktoren für den Reibungskreisradius errechnet.

Diese vergleichsweise einfachen statischen Annahmen konnten durch einzelne genauere Rechnungen mit einer Lamellenunterteilung am Wandfuß und Variation von Angriffspunkt und Neigung der dort freigeschnittenen Erddruckresultierenden bestätigt werden.

In guter Näherung können die Mittelpunkte der maßgebenden Gleitkreise für  $0,1 \leq \frac{t}{h'} \leq 0,6$  und  $\bar{q} = 0$  auf den Koordinaten  $z = 0$  und  $x = 0,3 h'$  angenommen werden.

Die Grenzzustandsgleichung kann nicht analytisch formuliert werden wie bei den anderen Versagensmoden.

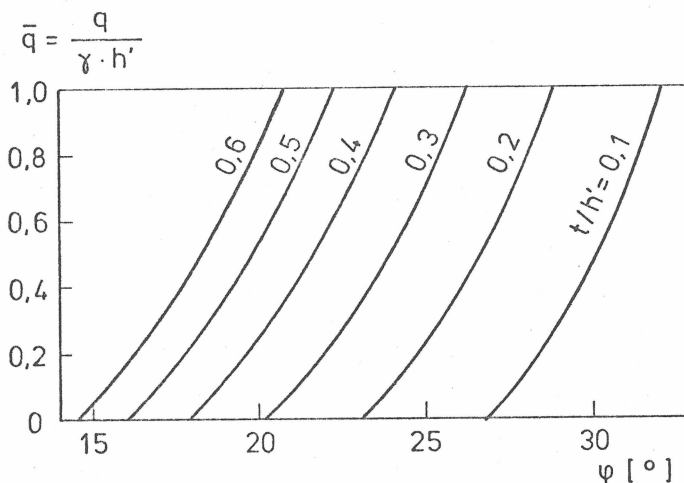


Abb. 4.6: Einfach verankerte Wand: Grenzzustandskurven für Versagen auf Böschungsgleitkreis mit Scherparameter  $t/h'$  ( $h'$  = Geländesprunghöhe)

Das Diagramm in Abb. 4.6 mit der widerstehenden Variablen  $\psi$  auf der horizontalen und der einwirkenden Variablen  $\bar{q} = q/\gamma \cdot h'$  auf der vertikalen Achse zeigt eine Schar von Grenzzustandskurven mit dem Parameter  $t/h'$ .

Die Bodenwichte wird bereits jetzt zur Vereinfachung rechnerisch als nicht streuend behandelt. (Aus Abschnitt 10.1 wird hervorgehen, daß diese Vereinfachung zulässig ist.)

Aus Gründen der Einheitlichkeit werden im folgenden Auflasten und Einbindetiefen nicht mehr auf  $h'$ , sondern auf  $h$  (siehe Abb. 4.4) bezogen.

In dimensionsloser Form lautet die Grenzzustandsgleichung als Funktion der beiden Basisvariablen  $\psi$  und  $\bar{q} = q/(m_\gamma \cdot h)$  näherungsweise

$$g(\psi, \bar{q}) := (A_0 + A_1 \frac{t}{h} + A_2 (\frac{t}{h})^2) \psi^2 + (B_0 + B_1 \frac{t}{h} + B_2 (\frac{t}{h})^2) \psi + C_0 + C_1 \frac{t}{h} + C_2 (\frac{t}{h})^2 - \bar{q} = 0 \quad (4.14)$$

mit den neun Koeffizienten

$A_0 = 94,73$	$B_0 = -91,28$	$C_0 = 21,32$
$A_1 = -374,3$	$B_1 = 439,8$	$C_1 = -116,7$
$A_2 = 485,3$	$B_2 = -578,9$	$C_2 = 162,9$

Zu beachten ist, daß der Reibungswinkel  $\psi$  in Gl. (4.14) im Bogenmaß einzusetzen ist.

## 4.2 Mehrfach verankerte Wände

### 4.2.1 Versagen in steiler Gleitfuge

Mehrfach verankerte Wände unterscheiden sich hinsichtlich Versagen in der steilen Gleitfuge von einfach verankerten Wänden im Prinzip nicht (Abb. 4.7).

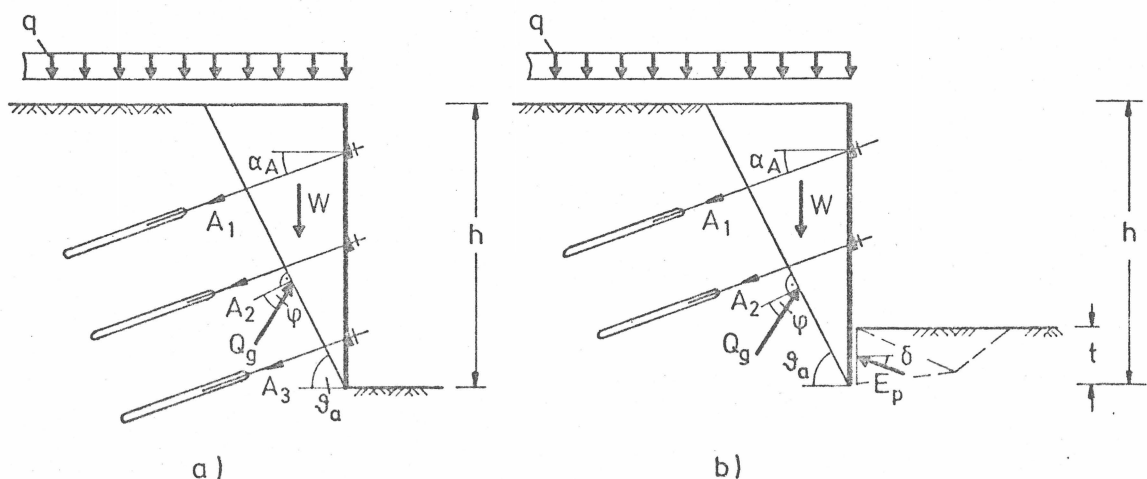


Abb. 4.7: Mehrfach verankerte Wand im Grenzzustand  
a) ohne Fußauflager b) mit Fußauflager

Daher kann die Grenzzustandsgleichung (4.7) in Abschnitt 4.1.2 leicht umformuliert werden für mehrfach verankerte Wände. Im Fall der mehrfach verankerten Wand ohne Fußauflager (Abb. 4.7a) ergibt sich die Grenzzustandsgleichung besonders einfach:

$$\sum_1^n A_i \cos(\vartheta_a - \varphi + \alpha_A) - (W+Q) \sin(\vartheta_a - \varphi) = 0 \quad (4.15)$$

mit

$n$  = Anzahl der von der Gleitfuge geschnittenen Anker

$$\vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot}\left(\tan\varphi + \frac{1}{\cos\varphi} \sqrt{1 - \tan\alpha_A \cdot \cot\varphi}\right) \quad (4.15a)$$

Die Größen  $W$  und  $Q$  sind in Gl. (4.7a) und (4.7b) erklärt. Die Neigung  $\vartheta_a$ , für die sich die maximale Summe der Ankerkräfte ergibt, entspricht dem Gleitfugenwinkel, der sich hinter einer parallel verschobenen Wand mit sog. negativen Wandreibungswinkel  $\delta$  im aktiven Fall einstellt (vgl. Formel 2.3 in Abschnitt 1.12 Erddruckermittlung, Grundbautaschenbuch 3. Aufl., Teil 1, S. 286).

Die dimensionslose Grenzzustandsgleichung mit nicht streuender Ankerkraft wird aus Gl. (4.15) unmittelbar erhalten:

$$g(\varphi, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \sum_1^n \bar{A}_{fi} \cos(\vartheta_a - \varphi + \alpha_A) - \frac{1}{2}(\bar{\gamma}_S + 2\bar{q}) \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi) \cot\vartheta_a = 0 \quad (4.16)$$

Darin gilt gemäß der Definitionsgleichung (4.10):

$$\sum_1^n \bar{A}_{fi} := \sum_1^n A_{fi} / (m_Y \cdot h^2). \quad (4.16a)$$

Im Fall der mehrfach verankerten Wand mit Fußeinspannung (Abb. 4.7b) gilt Grenzzustandsgleichung (4.11), wenn

$\sum_1^n \bar{A}_{fi}$  anstelle von  $\bar{A}_f$  gesetzt wird.



#### 4.2.2 Versagen in geknickter Gleitfuge

Die folgenden analytischen Formulierungen von Grenzzuständen mehrfach verankerter Wände mit geknickten Gleitfugen gehen von den von Goldscheider und Kolymbas (1980) angegebenen zusammengesetzten Bruchkörpern aus (vgl. auch Versuch A9 in Abb. 3.15).

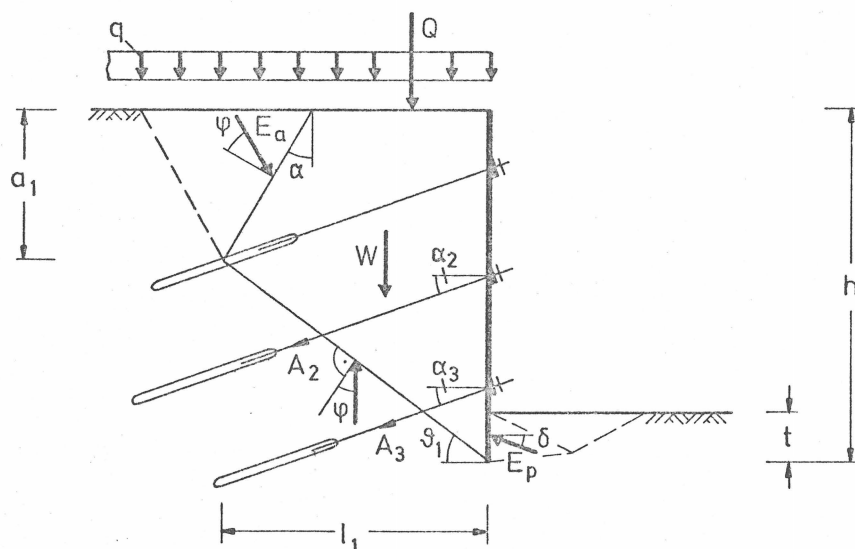


Abb. 4.8: Mehrfach verankerte Wand: Versagen mit in erster Ankerlage abknickender Gleitfuge

Der Fall, daß die Gleitfuge die oberste Ankerlage einer mehrfach verankerten Wand umgeht, alle übrigen Lagen aber auf der freien Stahllänge schneidet (Abb. 4.8), entspricht prinzipiell kinematisch und statisch der einfach verankerten Wand in Abb. 4.1. Lediglich die Widerstandsseite der Grenzzustandsgleichung (4.1) erhält mit der Summe der geschnittenen Ankerkräfte  $\sum_{i=2}^n A_i$  eine zusätzliche (variable) Größe.

Bei nicht stark unterschiedlichen Ankerneigungen  $\alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_n$  kann zur Vereinfachung eine mittlere Ankerneigung  $\alpha_A$  rechnerisch angesetzt werden. Die vorläufige dimensionsbehaftete Grenzzustandsgleichung lautet somit:

$$\frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\beta_1 - \psi + \delta) + \sum_{i=1}^n A_i \cos(\beta_1 - \psi + \alpha_A) - ((W+Q) \cdot \sin(\beta_1 - \psi) + E_a \cos(\frac{3}{2} \psi + 45^\circ - \beta_1)) = 0 \quad (4.17)$$

Die Größen  $W$ ,  $Q$  und  $E_a$  können nach den Gleichungen (4.1b) bis (4.1e) errechnet werden, wenn dort die Tiefe der ersten (obersten) Ankerlage mit  $a_1$  statt  $a$  und die Grundlänge der ersten Ankerlage mit  $l_1$  statt  $l$  bezeichnet wird (vgl. auch Goldscheider und Kolymbas, 1980).

Im nächsten Schritt kann unter Verwendung der Beziehungen (4.2), (4.3) und (4.8) die Grenzzustandsgleichung dimensionslos geschrieben werden in Abhängigkeit der streuenden Größen:

$$g(\psi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta_p} \bar{E}_p \cos(\beta_1 - \psi + \delta) + \sum_{i=1}^n \bar{A}_{fi} \cos(\beta_1 - \psi + \alpha_A) - ((\bar{W} + \bar{Q}) \sin(\beta_1 - \psi) + \bar{E}_a \cos(\frac{3}{2} \psi + 45^\circ - \beta_1)) = 0 \quad (4.18)$$

mit  $\bar{E}_p$ ,  $\bar{W}$ ,  $\bar{Q}$ ,  $\bar{E}_a$  entsprechend den Gleichungen (4.4a) bis (4.4e), wobei wiederum  $a_1$  statt  $a$  und  $l_1$  statt  $l$  zu setzen ist.

Das Bruchbild von Modellversuch A9 (Abb. 3.15) legt nahe, auch noch flacher verlaufende Gleitfugen zu untersuchen, die in Höhe der zweiten (oder noch tiefer liegender) Ankerlage(n) abknicken.

In Abb. 4.9 ist ein für die Rechnungen idealisierter Gleitfugenverlauf dargestellt: Die Hauptgleitfuge schneidet die dritte (hier unterste) Ankerlage in der freien Stahllänge, umgeht die zweite Ankerlage im theoretischen Ankerpunkt und verzweigt sich hier dergestalt, daß der Ankerkörper der ersten Lage zwischen Haupt- und Zwischengleitfuge liegt.

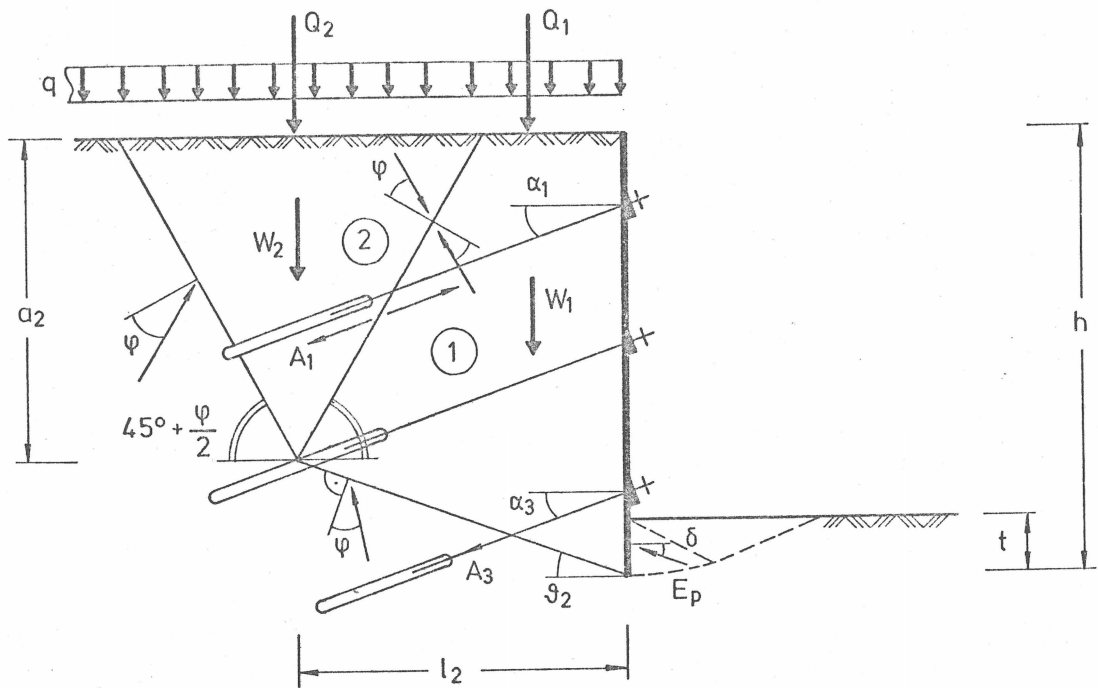


Abb. 4.9: Mehrfach verankerte Wand: Versagen in Gleitfuge abknickend in zweiter Ankerlage

Gemäß der Vorgehensweise von Goldscheider und Kolymbas (1980) werden die beiden aktiven Bruchkörper freigeschnitten und alle auf sie einwirkenden Kräfte angetragen (Abb. 4.9). Es sind dies am Teilkörper 1 das Eigengewicht  $W_1$ , die anteilige Auflastresultierende  $Q_1$ , die Erdwiderstandskraft  $E_p$ , die Ankerschnittkräfte  $A_3$  und  $A_1$  und die Resultierenden aus Normal- und Reibungskräften an Haupt- und Zwischengleitfuge, unter  $\varphi$  zur Gleitfugennormalen geneigt. Letztere sind in Abb. 4.9 nur durch Kraftpfeile ohne Bezeichnung angedeutet, da sie in der Grenzzustandsgleichung nicht erscheinen werden. Am Teilkörper 2 wirken Eigengewicht  $W_2$ , Auflastresultierende  $Q_2$ , die Ankerschnittkraft  $A_1$  (zur Luftseite hin) und die Resultierenden aus Normal- und Reibungskräften an der jeweils unter  $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$  geneigten Haupt- und Zwischengleitfuge. Es wird vereinfachend angenommen, daß die Ankerschnittkraft  $A_1$  die Neigung der Zwischengleitfuge nicht beeinflußt (vgl. Bruchbild Modellversuch A9). Die Neigung  $\vartheta_2$  der flachen Gleitfuge liegt geometrisch fest.

Aus den insgesamt vier Bedingungsgleichungen für Kräftegleichgewicht der Teilkörper (1) und (2) läßt sich nach einigen Zwischenrechnungen die Grenzzustandsgleichung für den zusammengesetzten Bruchmechanismus einer Ankerwand mit drei Lagen ( $\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_A$ ) und Fußeinspannung angeben:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\eta_p} E_p \cos(\vartheta_2 - \varphi + \delta) + A_3 (\cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A) - \frac{A_1}{A_3} (\cos(45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \alpha_A) \\ \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A))) - ((W_1 + Q_1) \cdot \sin(\vartheta - \varphi) \\ + (W_2 + Q_2) \cdot \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2})) = 0 \quad (4.19) \end{aligned}$$

mit  $E_p$  nach Gl. (4.1a)

und

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma (l_2 (2h - l_2 \tan \vartheta_2) - a_2^2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2}))$$

$$a_2 = h - l_2 \tan \vartheta_2$$

$$Q_1 = q (l_2 - a_2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2}))$$

$$W_2 = \gamma a_2^2 \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

$$Q_2 = 2q \cdot a_2 \cdot \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Mit dem Quotienten  $r_A$  aus den Anspannkräften der Anker in erster und dritter Lage

$$r_A = \frac{A_{f2}}{A_{f3}}$$

gelingt es, die Grenzzustandsgleichung weitgehend allgemeingültig in Abhängigkeit von vier Basisvariablen zu schreiben:

$$\begin{aligned} q(\varphi, \bar{\gamma}_R, \bar{\gamma}_S, \bar{q}) := \frac{1}{\eta_p} \bar{E}_p \cos(\vartheta_2 - \varphi + \delta) + \bar{A}_{f3} (\cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A) \\ - r_A (\cos(45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \alpha_A) \cdot \cos(\vartheta_2 - 45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - \cos(\vartheta_2 - \varphi + \alpha_A))) \\ - ((\bar{W}_1 + \bar{Q}_1) \cdot \sin(\vartheta_2 - \varphi) + (\bar{W}_2 + \bar{Q}_2) \cdot \sin(45^\circ + \frac{\varphi}{2})) = 0. \quad (4.20) \end{aligned}$$

Es bedeuten in Gl. (4.20):

$$\bar{w}_1 = \frac{1}{2} \bar{\gamma}_S \left( \frac{l_2}{h} \left( 2 - \frac{l_2}{h} \tan \vartheta_2 \right) - \left( \frac{a_2}{h} \right)^2 \cot \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$\bar{Q}_1 = \bar{q} \left( \frac{l_2}{h} - \frac{a_2}{h} \cot \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$\bar{w}_2 = \bar{\gamma}_S \left( \frac{a_2}{h} \right)^2 \cot \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\bar{Q}_2 = 2\bar{q} \frac{a_2}{h} \cot \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Gleichung (4.20) ist nur gültig für  $\vartheta_2 > \varphi$  (vgl. hierzu Abschnitt 4.1.1).

Im Fall streuender Ankerkräfte wird  $r_A$  aus dem Verhältnis der Mittelwerte von erster und dritter Lage gebildet.

## 5. Vorbemerkungen zur Standsicherheit vernagelter Wände

Vernagelte Baugrubenwände sind in den Jahren 1976 bis 1979 in mehreren Großversuchen hinsichtlich ihres Verformungs- und Tragverhaltens erfolgreich getestet worden.

Die 6 m hohen Versuchswände wurden dabei planmäßig bis zum Bruch belastet (Stocker und Gäbler, 1979; Gäbler und Gudehus, 1981).

Inzwischen sind zahlreiche vernagelte Wände in der Praxis ausgeführt worden.

Die Standsicherheitsnachweise von vernagelten Wänden gehen gegenwärtig bereits von Grenzzuständen mit kinematisch möglichen Bruchkörpern aus. Die Sicherheit gegen Versagen wird jedoch noch mit einem globalen Sicherheitsfaktor  $\eta = D/A$  angegeben. D bedeutet hierin die dissipative Arbeit der Reibungskräfte und A die äußere Arbeit von Lasten und Volumenkräften, welche das System bei einer beliebig kleinen Verschiebung im gedachten Grenzzustand leistet (Gäbler und Gudehus, 1981).

Die Festlegung eines bestimmten Mindestwertes  $\eta_{\min} > 1$  ist jedoch subjektiv und gibt den Sicherheitsabstand zum Grenzzustand nur unzureichend an.

Mit dem Sicherheitsindex  $\beta$  hingegen wird eine besser begründete, objektive Sicherheitsangabe für vernagelte Wände möglich.

## 6. Modellversuche mit vernagelten Wänden

### 6.1 Ziele der Modellversuche

Die Modellversuche hatten das Ziel, die kinematischen Stand- sicherheitsanalysen von vernagelten Wänden (Gäbler und Gudehus, 1981) und damit die Theorie der Bruchmechanismen starrer Körper überhaupt (Gudehus, 1970) zu bestätigen.

Wie bei den Versuchen mit verankerten Wänden war nicht daran gedacht, Verformungszustände von Wand und Boden bei Her- stellung und unter Gebrauchslasten zu beobachten.

Die Modellversuche sollten klare Bruchbilder zeigen, die ein- deutige Rückschlüsse auf den Versagensmechanismus des Proto- typs zulassen.

### 6.2 Anordnung und Ablauf der Modellversuche

Die Versuche an vernagelten Wänden wurden in dem in Ab- schnitt 3.2 beschriebenen Modellkasten unter ganz ähnlichen Ein- und Ausbaubedingungen durchgeführt.

Die Wand wurde im (geometrischen) Maßstab 1:25 abgebildet. Es sind die wichtigsten Abmessungen im Modell (M) und Proto- typ (P):

Wandhöhe	$h_M = 35, 45 \text{ cm}$	$h_P = 8,75, 11,25 \text{ m}$
Nagellänge	$l_M = 20, 27 \text{ cm}$	$l_P = 5,0, 6,75 \text{ m}$
Nagelabstand		
vertikal	$a_M = 4 \text{ cm}$	$a_P = 1,00 \text{ m}$
horizontal	$b_M = 5, 7,5 \text{ cm}$	$b_P = 1,25, 1,87 \text{ m}$

Mit der Modellwandbreite von 72 cm betrug das Breiten-Höhen- Verhältnis 1,6 bis 2.

Die Wandhaut, die im Prototyp i.a. aus einer 10 bis 25 cm dicken Spritzbetonschicht besteht, war im Modell mit 8 mm

(Versuche N3 bis N6) bzw. 20 mm (Versuche N1 und N2) dickem Plexiglas, aus versuchstechnischen Gründen, z.T. erheblich biegesteifer.

Erdseitig war die Wand mit einer dünnen Sandschicht beklebt und daher vollkommen rauh.

Als Modellnägel wurden Rundstäbe aus Messing (Versuche N1 und N2) und aus PVC (Versuche N3 bis N6) mit Durchmessern zwischen 3 und 5 mm verwendet.

In Höhe der einzelnen horizontalen Nagelreihen wurde durch Absaugen von Sand ein Planum hergestellt, auf welches die Modellnägel gelegt und mit der Wand verbunden wurden. Mit einem Gewicht wurden die Nägel dann noch leicht in den Sand eingedrückt (Abb. 6.1). Zwischen den Nagellagen wurden ca. 2 mm dicke und 5 cm breite Markierungstreifen aus schwarz gefärbtem Sand jeweils an beiden Rändern und in der Mitte eingerieselt.

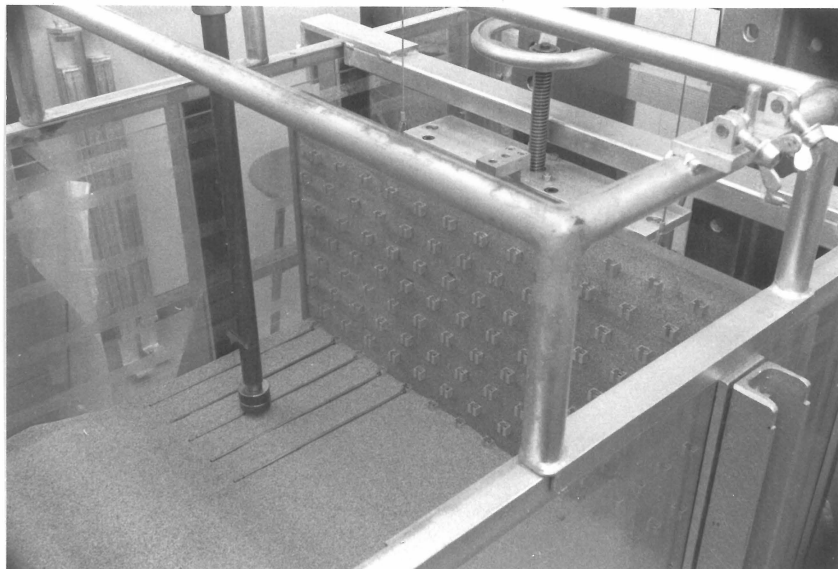


Abb. 6.1: Modellversuche mit vernagelten Wänden:  
Einbau der Modellnägel

Das verwendete Druckkissen zur Beaufschlagung schlaffer gleichmäßiger Flächenlasten und die spezielle Führungseinrichtung für Translation sind in Abschnitt 3.2 beschrieben worden.



Der Bruch wurde auf zwei verschiedene Arten herbeigeführt:

1. Horizontale Zugkraft an der Wand unter translativer Zwangsführung (Versuche N1 und N2)
2. Erhöhung der Auflast in kleinen Schritten mittels Druckkissen (Versuche N3 bis N6)

Die Wandbewegungen vor dem Bruch und während des Bruchs wurden in gleicher Weise wie bei den verankerten Wänden registriert. Ebenso wurden die frei beweglichen Wände der Versuche N3 bis N6 nach Bruchverschiebungen von ca. 10 bis 15 mm aufgefangen und arretiert.

Die Nagelkräfte wurden in keinem Versuch gemessen. Durch vorgegangene Herausziehversuche an Modellnägeln konnten jedoch die Grenzscherkräfte abgeschätzt werden, die längs der Nägel im Bruchzustand mobilisiert wurden.

### 6.3 Herausziehversuche mit Modellnägeln

Maßgebend für die Standsicherheitsuntersuchung bzw. Bemessung vernagelter Wände ist die Tragfähigkeit der Nägel in Längsrichtung (Traglast) im Grenzzustand. Die Traglast ergibt sich aus der vollmobilisierten Schubkraft  $T$  (Dimension: Kraft (F)/Länge (L)) multipliziert mit der Nagellänge. Für die Versuche im geometrischen Verkleinerungsmaßstab 1:25 wird die Traglast (Herauszieh Widerstand) eines Nagels nach der Vorschrift

$$\left(\frac{T}{\gamma \cdot a \cdot b}\right)_M = \left(\frac{T}{\gamma \cdot a \cdot b}\right)_P$$

modellmäßig korrekt abgebildet. Es bedeuten hier  $\gamma$  die Bodendichte (Dimension:  $F \cdot L^{-3}$ ) und  $a$  bzw.  $b$  den vertikalen bzw. horizontalen Nagelabstand (Dimension: L) jeweils in Modell und Prototyp.

Es ergab sich daraus die Forderung nach Modellnägeln mit einem Herauszieh Widerstand von ca. 8 bis 16 N bei Längen zwischen 20 und 27 cm. Es wurden über 100 Herausziehversuche ausgeführt, wobei Material, Durchmesser, Länge, Rauigkeit und Überlagerungshöhe variiert wurden.

Als geeignete Modellnägeln stellten sich zunächst Rundstäbe aus Messing mit einem Durchmesser von 4 mm heraus. Ihre Mantelflächen wurden mit einer eigens konstruierten Vorrichtung wohldefiniert unterschiedlich stark angeraut, um den durch den modelltechnischen Einbau bedingten Einfluß der verschiedenen Überlagerungshöhen auf die mittlere Schubkraft zu kompensieren. Im Prototyp nämlich hat sich der Hauszieh Widerstand der Nägel als nahezu unabhängig von der Überlagerungshöhe herausgestellt.

Abb. 6.2a zeigt schematisch den Aufbau eines Herausziehversuchs und Abb. 6.2b einen repräsentativen Kraft-Weg-Verlauf eines Modellnagels aus Messing.

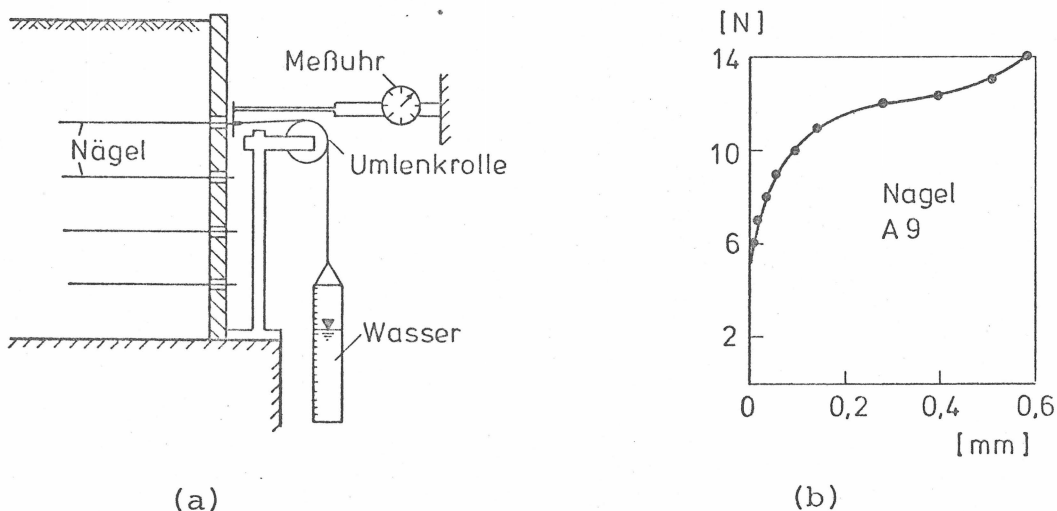


Abb. 6.2: (a) Anordnung der Zugversuche an Modellnägeln  
(b) Repräsentativer Kraft-Weg-Verlauf eines Modellnagels aus Messing

Im Prinzip übertragen die Nägel wegen ihrer Biegesteifigkeit Querkräfte entlang der Gleitfuge. Messungen der Biegemomente von Prototyp-Nägeln zeigen jedoch, daß die Querkräfte im

Vergleich zu den Axialkräften im Anfangsbruchzustand gering sind.

Im zweiten Zwischenbericht (Abschnitt 3.2) war gezeigt worden, daß die Nagelbiegesteifigkeit modellmäßig durch die Messinggrundstäbe richtig abgebildet wurde, allerdings nur bis zur Gleitfugenbildung. Da die Scherverzerrungen längs den Gleitfugen im Modell und Prototyp gleich groß sind, erfahren die Modellnägeln überproportionale, nicht mehr maßstabsgerechte Verbiegungen.

Daher wurden ab Versuch N3 sehr biegeeweiche Nägel aus PVC-Rundstäben mit Durchmessern von 3 und 4 mm verwendet. Bei den Herausziehversuchen von PVC-Nägeln wurden im wesentlichen Rauigkeit und Überlagerungshöhe variiert.

Zusammengefaßt ergaben sich folgende Ergebnisse:

Nur zusätzlich angeraute PVC-Stäbe wiesen ausreichend hohe Traglasten auf.

Bei Überlagerungshöhen zwischen 20 und 40 cm Sand wurde kein deutlicher Unterschied der Bruchlasten festgestellt.

Aus 64 Einzelversuchen (Länge 20 cm, Durchmesser 3 mm) ergab sich ein Mittelwert von 8,1 N. Dies entspricht einer über die Länge gemittelten Grenzschubkraft von 0,4 N/cm.

#### 6.4 Versuche mit vernagelten Wänden

Es ist zweckmäßig, die Modellversuche in zeitlich veränderter Reihenfolge darzustellen und zu erläutern:

Versuch N5 (Abb. 6.3):

Wand frei beweglich; Nägel aus PVC

Wandhöhe  $h = 35$  cm, Nagellänge  $l = 20$  cm, ( $l/h = 0,57$ ),

Nagelabstand, horiz.  $b = 7,5$  cm, vertik.  $a = 4,0$  cm

Bruchursache: schlaffe unbegrenzte Auflast

Bruchlast:  $q = 4,5$  kN/m<sup>2</sup> ( $\bar{q} = q/(\gamma \cdot h) = 0,75$ )

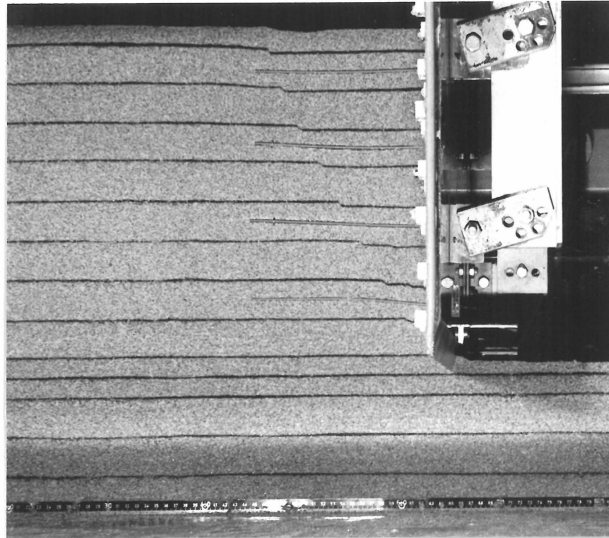


Abb. 6.3:

Versuch N5: Einfacher Bruchmechanismus einer vernagelten Wand in freier Bewegung (Wand nach Versuch arretiert)

Es bildete sich eine sehr schwach gekrümmte Gleitfuge aus, die sich durch einen flachen Kreisbogen mit Radius  $r \approx 5 \cdot h$  ( $h =$  Wandhöhe) annähernd läßt. Die Neigung  $\vartheta$  des Sehnwinkels beträgt ca.  $61^\circ$ . Die Gleitfuge schneidet in diesem Versuch mit relativ schwach gewählter Vernagelung ( $\mu = 0,75$  bis  $0,85$ ) alle Nagellagen. Auf ihr gleitet ein starrer Erdkörper zusammen mit der Wand und den Nägeln, die aus dem hinteren ruhenden Erdreich herausgezogen werden.

Versuch N4:

Versuchsordnung wie in Versuch N5, nur unterste Nagelreihe fortgelassen

Bruchlast:  $q = 4,0$  kN/m<sup>2</sup>

Bruchbild: wie in Versuch N5, Gleitfuge nahezu gerade, Neigungswinkel  $\vartheta \approx 64^\circ$ , also erwartungsgemäß etwas steiler.

Versuch N1:

Wand translativ zwangsgeführt; Nägel aus Messing

$h = 45 \text{ cm}$ ,  $l = 27 \text{ cm}$  ( $l/h = 0,6$ ),  $b = 5 \text{ cm}$ ,  $a = 4 \text{ cm}$

Bruchursache: horizontale Zugkraft ( $Z_f = 0,512 \text{ kN}$ )

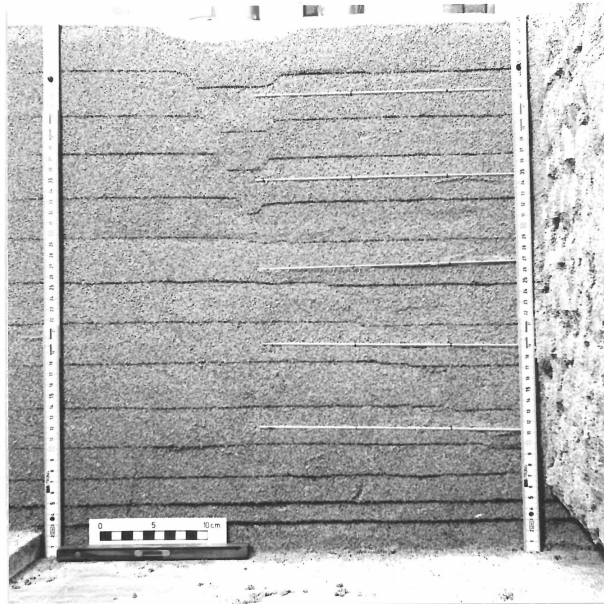


Abb. 6.4:

Versuch N1: Zusammengesetzter Bruchmechanismus einer vernagelten Wand mit translativer Zwangsführung

Bei dieser geführten Wand mit höherem Vernagelungsgrad ( $\mu \approx 1,5$ ) verläuft die Gleitfuge flacher und verzweigt sich (Abb. 6.4). Die Versetzungen der Markierungslinien zeigen deutlich einen Zweikörpermechanismus aus einem kleineren keilförmigen und einem größeren trapezförmigen Erdkörper.

Versuch N2:

Wiederholungsversuch zu N1, horiz. Nagelabstand  $b = 7,5 \text{ cm}$ ,

Bruchbild: Zweikörpermechanismus.

Versuch N6:

Wand frei beweglich; Nägel aus PVC

$h = 35 \text{ cm}$ ,  $l = 20 \text{ cm}$  ( $l/h = 0,57$ ),  $b = 7,5 \text{ cm}$ ,  $a = 4 \text{ cm}$

Bruchursache: schlaaffe Auflast, die aber nur bis an den hinteren Vernagelungsrand reichte (Abb. 6.5b).

Das Bruchbild zeigt einen zusammengesetzten Bruchmechanismus in Rotation (Abb. 6.5a). Die Bruchlast  $q_2$  betrug  $14,9 \text{ kN/m}^2$  ( $\bar{q} = 2,5 \cdot \gamma \cdot h$ ).

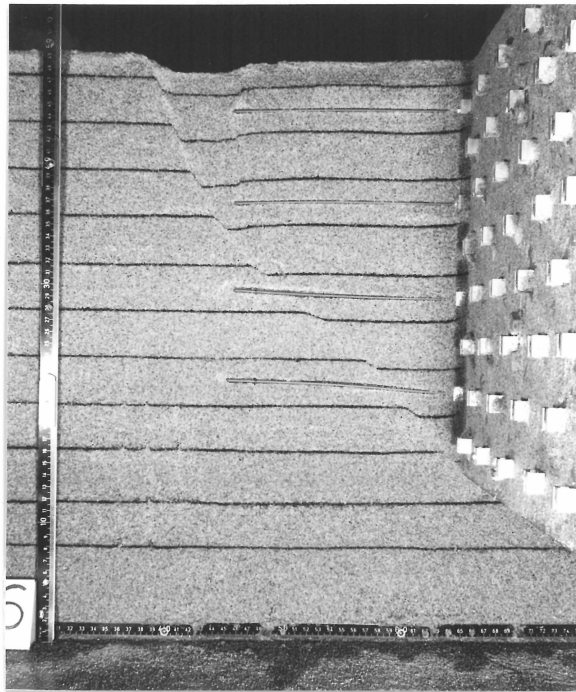


Abb. 6.5a:  
Zusammengesetzter  
Rotationsmechanismus  
einer vernagelten  
Wand

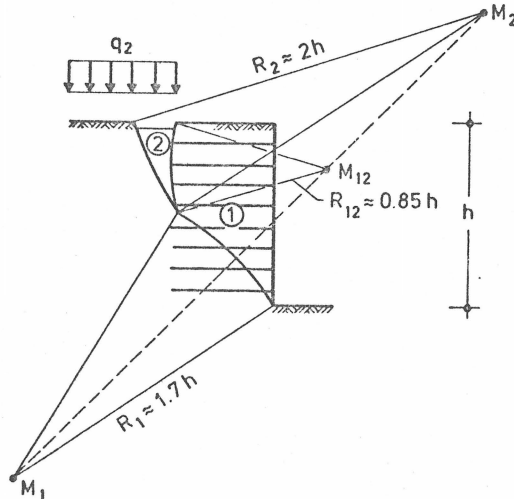


Abb. 6.5b:  
Angepaßte kreisförmige  
Gleitfugen an den  
Bruchmechanismus

Es können zwei starre Teilkörper unterschieden werden, die sich auf leicht gekrümmten Gleitfugen verschoben haben. Die Hauptgleitfuge ist im unteren Bereich zum Boden hin konkav, im oberen Bereich konvex gekrümmt.

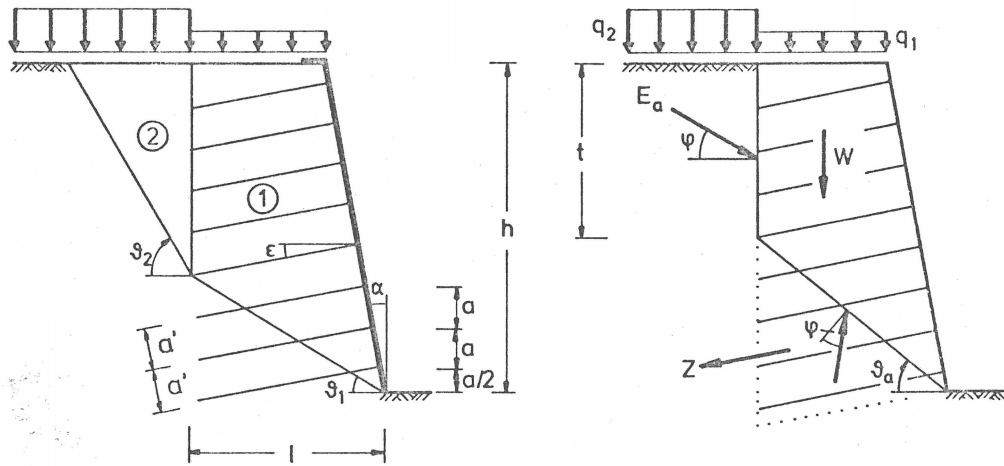
Die Zwischengleitfuge ist ebenfalls gekrümmt. Diese Gleitfugen lassen sich sehr gut durch Kreisbogenabschnitte annähern. Mit einem Polplan kann man zeigen, daß dieser Ver-

sagensmechanismus kinematisch korrekt ist. Die Hauptpole  $M_1$  bzw.  $M_2$  der Starrkörper (1) bzw. (2) und der Nebenpol  $M_{12}$  liegen auf einer Geraden (Abb. 6.5b).

Die Beobachtungen aus den Modellversuchen zeigen, daß auch das Versagen einer vernagelten Wand mit der Starrkörpertheorie beschrieben werden kann. Im Hinblick auf das neue Sicherheitskonzept liegt somit auch für vernagelte Wände ein gut zutreffendes Bruchmodell vor.

## 7. Grenzzustandsgleichung der vernagelten Wand

Die Standsicherheitsuntersuchung eines Regelquerschnittes einer vernagelten Wand kann sich auf einen Zweikörpermechanismus mit ebenen Gleitflächen beschränken, bei dem die Zwischengleitfläche mit der hinteren Grenze des vernagelten Bereiches zusammenfällt (Abb. 7.1a). Ein Regelquerschnitt liegt vor bei Wandneigungen  $\alpha$  und Nagelneigungen  $\varepsilon$  bis  $20^\circ$ , auf die Horizontale projizierten Nagellängen  $l$  zwischen dem 0,6- bis 0,7fachen der Wandhöhe  $h$  und Nagelrastern mit Breiten  $b$  und Höhen  $a$  zwischen 1,0 bis 1,5 m. Weiterhin sollten die Auflasten  $q_1$  und  $q_2$  nicht mehr als  $\gamma \cdot h$  betragen ( $\gamma$  = Bodenwichte), was i.d.R. bei Baugrubenwänden der Fall ist.



a) Regelquerschnitt

b) Kräfte

Abb. 7.1: Regelquerschnitt einer vernagelten Wand mit maßgebendem Bruchmechanismus

Die Kräfte, die am vorderen vernagelten Bodenkörper (1) im Grenzzustand wirken, sind in Abb. 7.1b dargestellt.  $W$  bezeichnet dessen Eigengewicht und  $E_a$  den unter  $\varphi$  geneigten Erddruck an der Zwischengleitfuge.  $E_a$  kann mit dem Erddruckbeiwert  $K_a$  aus den Erddrucktabellen im Grundbautaschenbuch errechnet werden. Damit erübrigt sich die Variation der Gleitflächenneigung  $\beta_2$ .



Die resultierende Nagelkraft  $Z$  (kN/m) ergibt sich aus der Beziehung

$$Z = \frac{1}{2} l^2 (\tan \vartheta_a + \tan \varepsilon) \cdot T / (a' \cdot b), \quad (7.1)$$

die im folgenden kurz erläutert wird:

$a' = a \cdot \cos(\alpha - \varepsilon) / \cos \alpha$  ist der Abstand der Nagelreihen.

$T$  (kN/m) bedeutet die über die Nagellänge gemittelte Grenzschubkraft, welche durch in-situ Herausziehversuche angegeben werden kann (Gäßler und Gudehus, 1981). In-situ Versuche lassen bisher - abgesehen vom oberflächennahen Bereich - eine eindeutige Zunahme der maximal mobilisierbaren Schubkraft mit der Tiefe nicht erkennen. Vereinfachend wird daher in Regelquerschnitten ab der dritten Nagelreihe mit einer gemittelten konstanten Grenzschubkraft  $T$  gerechnet. Die axiale Schnittkraft eines  $i$ -ten Nagels an der Hauptgleitfuge ergibt sich aus der Schubkraft  $T$  und dem jeweils von der Tiefenlage abhängigen Nagelabschnitt  $l_i$  im rückwärtigen unbewegten Erdreich, wo  $T$  mobilisiert wird (vgl. Stocker und Gäßler, 1979):  $N_i = T \cdot l_i$ . Die Nägel in einem beliebigen Raster mit Abständen  $a$  und  $b$  können rechnerisch durch Einheitsnägel im Raster  $a' = b = 1$  m ersetzt werden. Die Schnittkraft eines  $i$ -ten Einheitsnagels lautet dann  $\hat{N}_i = \hat{l}_i \cdot T / (a' \cdot b)$ . Die Summe  $Z$  aller geschnittenen Nagelkräfte  $\hat{N}_i$  bzw.  $N_i$  läßt sich damit in sehr guter Näherung angeben durch die Fläche der vernagelten Zone im unbewegten Erdreich (in Abb. 7.1b mit Punkten umrandet)  $F_N = \frac{1}{2} l^2 (\tan \vartheta_a + \tan \varepsilon)$  multipliziert mit der auf die Rasterabstände  $a'$  und  $b$  bezogenen Schubkraft  $T$ .  $\vartheta_a$  ist die durch Variation von  $\vartheta_1$  gefundene Gleitflächenneigung, für welche  $Z$  im Grenzzustand maximal wird.

Aus der Gleichgewichtsbedingung für alle horizontalen und vertikalen Kräfte erhält man nach Umformung die Grenzzustandsgleichung:

$$Z \cos(\vartheta_a - \varphi + \varepsilon) - ((W+Q) \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi) + E_a \cos(\vartheta_a - 2\varphi)) = 0 \quad (7.2)$$

mit

$$W = \frac{1}{2} \gamma (1(2h-1) \tan \vartheta_a) - h^2 \tan \alpha$$

$$Q = q_1 (1-h \tan \alpha)$$

$$E_a = \frac{1}{2} t (\gamma \cdot t + 2q_2) K_a$$

$$t = h - 1 \tan \vartheta_a.$$

Analog zur verankerten Wand werden  $\varphi$  und  $\gamma$  und (vereinfacht  $q_1 = q_2 =$ )  $q$  als streuend eingeführt. Als weitere streuende Variable kommt die Grenzschubkraft  $T$  hinzu. Mit der Definition des Vernagelungsgrades

$$\mu := \frac{T}{m_\gamma \cdot a \cdot b} \quad (7.3)$$

und mit

$$\bar{\gamma} := \frac{\gamma}{m_\gamma} \quad (7.4)$$

und

$$\bar{q} := \frac{q}{m_\gamma \cdot h} \quad (4.3)$$

gelingt es, die Grenzzustandsgleichung als Funktion der vier Basisvariablen  $\varphi$ ,  $\mu$ ,  $\bar{\gamma}$  und  $\bar{q}$  in dimensionsloser Form zu schreiben:

$$g(\varphi, \mu, \bar{\gamma}, \bar{q}) := \bar{Z} \cdot \cos(\vartheta_a - \varphi + \varepsilon) - ((\bar{W} + \bar{Q}) \cdot \sin(\vartheta_a - \varphi) + \bar{E}_a \cdot \cos(\vartheta_a - 2\varphi)) = 0 \quad (7.5)$$

mit

$$\bar{Z} = \left(\frac{1}{h}\right)^2 (\tan \vartheta_a + \tan \varepsilon) \cdot \mu \cdot \cos \alpha / \cos(\alpha - \varepsilon)$$

$$\bar{W} = \left(\frac{1}{h}\right) \cdot \left(2 - \frac{1}{h} \tan \vartheta_a\right) - \tan \alpha \cdot \bar{\gamma}$$

$$\bar{Q} = 2\bar{q} \left(\frac{1}{h} - \tan \alpha\right)$$

$$\bar{E}_a = \frac{t}{h} \left(\bar{\gamma} \cdot \frac{t}{h}\right) + 2\bar{q} \cdot K_a$$

Da fast immer  $\vartheta_a > \varphi$  gilt, bleibt die Bodenwichte  $\gamma$  in allen Bereichen eine einwirkende Basisvariable.

## 8. Angenommene statistische Verteilungen

Für die statistisch-probabilistischen Parameterstudien wurden gleichermaßen bei Ankerwänden und Nagelwänden folgende Verteilungen und Streuungen der Basisvariablen verwendet:

Reibungswinkel  $\psi$ :

Verteilungstyp: linksseitig bei  $20^\circ$  begrenzte logarithmische Normalverteilung (nach einem Vorschlag von Pottharst, 1980).

Mittelwerte:  $30^\circ \leq m_\psi \leq 40^\circ$

Variationskoeffizient:  $V_\psi = 7,5\%$  und  $10\%$

Wie bei Pottharst (1980) ist  $V_\psi$  als rechnerischer Variationskoeffizient anzusehen, in dem näherungsweise berücksichtigt ist, daß der mittlere Reibungswinkel entlang aller Gleitflächen weniger streut als der Einzelreibungswinkel (siehe Vanmarcke, 1977).

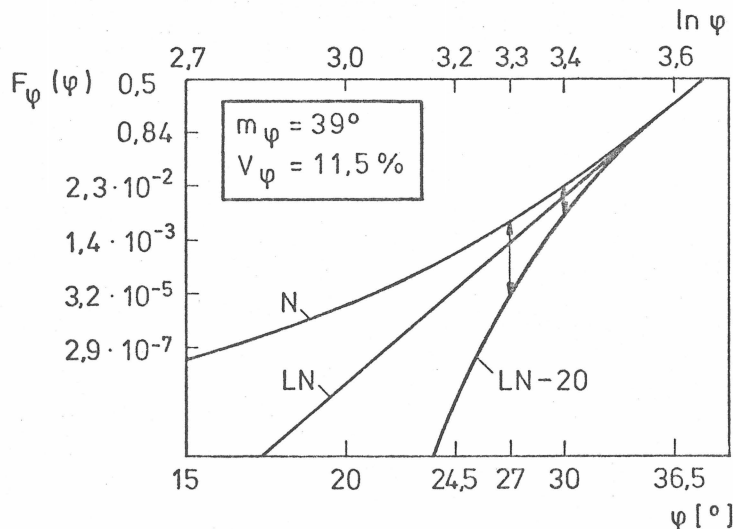


Abb. 8.1: Verschieden angepaßte Summenverteilungen des Reibungswinkels (nach Pottharst, 1980)

Abb. 8.1 zeigt die Summenverteilung einer von Pottharst (1980) angepaßten linksseitig bei  $20^\circ$  begrenzten logarithmischen Normalverteilung (LN-20) von  $\psi$  mit  $m_\psi \approx 39^\circ$  und  $V_\psi \approx 11,5\%$ .

Zum Vergleich sind die Summenverteilungen der entsprechenden Normalverteilung (N) und logarithmischen Normalverteilung (LN) mit gleichem Mittelwert und Variationskoeffizienten aufgetragen. Diese bis  $\psi = 15^\circ$  nach unten erweiterte Darstellung der drei verschiedenen Summenverteilungen veranschaulicht die unterschiedlich hohe Auftretenswahrscheinlichkeit von Reibungswinkeln in dem für die Bemessung relevanten Bereich zwischen  $27^\circ$  und  $30^\circ$ . Aus der Abbildung geht hervor, daß sich beispielsweise die Summenhäufigkeiten von begrenzter LN-Verteilung und Normalverteilung bei  $\psi = 30^\circ$  um ca. eine halbe und bei  $\psi = 27^\circ$  um ca. zwei Zehnerpotenzen unterscheiden. Dies verdeutlicht, wie wichtig es für die Sicherheitsbeurteilung ist, daß natürlich vorhandene Verteilungen durch zutreffende Verteilungsfunktionen wiedergegeben sind. Dies gilt insbesondere für die Verteilung des Reibungswinkels (siehe Abschnitt 10).

Bodenwichte  $\gamma$ :

Verteilungstyp: Normalverteilung  
Variationskoeffizient (rechnerisch):  $V_\gamma = 5\%$  und  $7,5\%$   
(vgl. hierzu Pottharst, 1980)  
Mittelwert (dimensionslos):  $m_\gamma^- := m_\gamma / m_\gamma = 1$  (vgl. Gl. (4.2))

Flächenlast  $q$ :

Verteilungstyp: Normalverteilung und Extremwert-I-Verteilung  
Variationskoeffizient:  $V_q \leq 40\%$  (dieser Wert dürfte an der oberen Grenze möglicher Streuungen liegen)  
Mittelwerte:  $m_q = 10$  bis  $60 \text{ kN/m}^2$   
Damit nehmen bei Wandhöhen  $h$  zwischen 6 und 14 m die normierten mittleren Flächenlasten  $m_q^- := m_q / (\gamma \cdot h)$  Zahlenwerte etwa zwischen 0,05 und 0,5 an.

Grenzscherbkraft T (Vernagelungsgrad  $\mu$ ):

Von Zugversuchen an Bodennägeln liegen noch nicht genügend viele Daten vor, um für die Grenzscherbkraft T gesicherte Verteilungen bzw. Streuungen angeben zu können. Es wurde daher für T bzw.  $\mu$  eine logarithmische Normalverteilung vorläufig angenommen. Diese schließt negative Vernagelungsgrade statistisch aus, was physikalisch notwendig ist. Für Parameterstudien sind Variationskoeffizienten zwischen 12,5 und 17,5 % verwendet worden. Weiterhin wird vereinfachend eine Korrelation zwischen  $\mu$  und  $\varphi$  ausgeschlossen.

## 9. Probabilistisches Nachweisverfahren auf Stufe II

### 9.1 Grundzüge des Nachweisverfahrens

Die Systeme verankerte Wand und vernagelte Wand sind so zu bemessen, daß Versagen nur mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit stattfinden kann. Von allen möglichen Kombinationen der streuenden Größen  $x_i$ , die notwendigerweise die Grenzzustandsgleichung  $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$  (siehe z.B. Gln. (4.4) oder (7.5)) erfüllen müssen, bestimmt die Kombination mit der größten Auftretenswahrscheinlichkeit die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  des Systems. Der Punkt auf der Grenzzustandskurve mit dieser ungünstigsten Kombination der Variablen  $x_i$  wird Bemessungspunkt  $P^*$  genannt. In das Nachweisverfahren auf Stufe II können nur normalverteilte Variablen  $x_i$  eingehen. Von Hause aus nicht normale Verteilungen werden im Bemessungspunkt durch Normalverteilungen angenähert. Weiterhin werden nicht lineare Grenzzustandsgleichungen im Bemessungspunkt linearisiert (Hasofer und Lind, 1974). Wird  $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$  normiert zu  $\hat{g}(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n)$  nach der Vorschrift  $\hat{x}_1 = (x_1 - m_1) / \sigma_1$  ( $m_1$  Mittelwert,  $\sigma_1$  Standardabweichung der normalverteilten Variablen  $x_1$ ), dann wird der Mindestabstand des Bemessungspunktes  $\hat{P}^*$  vom Ursprung zu einem invarianten Sicherheitsmaß. Dieses Maß wird Sicherheitsindex  $\beta$  genannt. Zwischen Sicherheitsindex  $\beta$  und operativer Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  besteht ein eindeutiger Zusammenhang (siehe Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen). Bei mehr als drei Variablen ist die Grenzzustandsgleichung geometrisch nicht mehr darstellbar. Der Sicherheitsindex  $\beta$  wird dann als Betrag des  $n$ -dimensionalen Vektors zum Bemessungspunkt definiert. Der Wert  $x_i^*$  einer Variablen im Bemessungspunkt ergibt sich bei vorgegebenem  $\beta$  aus folgender Beziehung:

$$x_i^* = m_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i. \quad (9.1)$$

Darin ist  $\alpha_i$  ein Sensitivitätsfaktor, der als Quotient die

Einzelstreuung von  $x_i$  zur Gesamtstreuung im Bemessungspunkt wichtet:

$$\alpha_i := \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{P^*} \cdot \sigma_i}{\sqrt{\sum \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{P^*} \cdot \sigma_i}} \quad (9.2)$$

Die Sensitivitätsfaktoren sind i.a. keine festen Werte. Schließlich werden die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{in}$  definiert zu

$$\gamma_{in} := \frac{x_{i,n}}{x_i^*} \quad (9.3)$$

für widerstehende und

$$\gamma_{in} := \frac{x_i^*}{x_{i,n}} \quad (9.4)$$

für einwirkende Variable.

$x_{i,n}$  sind zu vereinbarende Fraktilwerte (Formeln zur Berechnung der Fraktilwerte aus Mittelwert und Variationskoeffizient in Abschn. 13). Die Teilsicherheitsbeiwerte sind wegen ihrer Abhängigkeit von  $\alpha_i$  i.a. nicht konstant.

Die verankerten Wände und vernagelten Wände werden in die Sicherheitsklasse 2 gemäß Tabelle 1 der "Grundlagen" eingestuft. Damit ist Sicherheitsindex  $\beta \geq 4,7$  nach Tabelle 3 einzuhalten.

Mit dem probabilistischen Nachweisverfahren auf Stufe II wurden zahlreiche Vergleichsrechnungen und Parameterstudien durchgeführt, um konstante Teilsicherheitsbeiwerte für die maßgebenden streuenden Größen zu finden, die ein ausreichend homogenes Sicherheitsniveau gewährleisten, d.h. bei denen  $\beta$  hinreichend genau konstant ist.

## 9.2 Erläuterung zum Rechenprogramm

Das Rechenprogramm zur Bestimmung des  $\beta$ -Wertes nach Stufe II (und der Teilsicherheitsbeiwerte bei vorgegebenem  $\beta$ -Wert) wurde in der Programmiersprache BASIC für einen Tischrechner von ca. 32 Kilo-Byte Kapazität geschrieben.

Die Programmstruktur entspricht im wesentlichen einem von Pottharst (1978) angegebenen Flußdiagramm zur Berechnung der  $\beta$ -Werte von lotrecht mittig belasteten Fundamenten.

In die Rechenprogramme für verankerte und vernagelte Wände können bis zu fünf verschiedene Basisvariablen mit unterschiedlichen Verteilungen eingehen. Im Prinzip könnte ein einziges Programm, das sämtliche in Abschnitt 4 und 5 angegebenen Grenzzustandsgleichungen einschließlich ihrer partiellen Ableitungen nach den Basisvariablen in Unterprogrammen enthält, jeweils die  $\beta$ -Werte von verankerten und vernagelten Wänden errechnen. Wegen der begrenzten Rechnerkapazität wurden die Programme einzeln erstellt für die Grenzzustandsgleichungen (4.4), (4.11), (4.13) und (4.14) von verankerten Wänden sowie für die Grenzzustandsgleichung (7.5) von vernagelten Wänden.

Das nachfolgend dargestellte Strukturdiagramm veranschaulicht den prinzipiellen Rechengang dieser Programme (Abb. 9.1a und b).



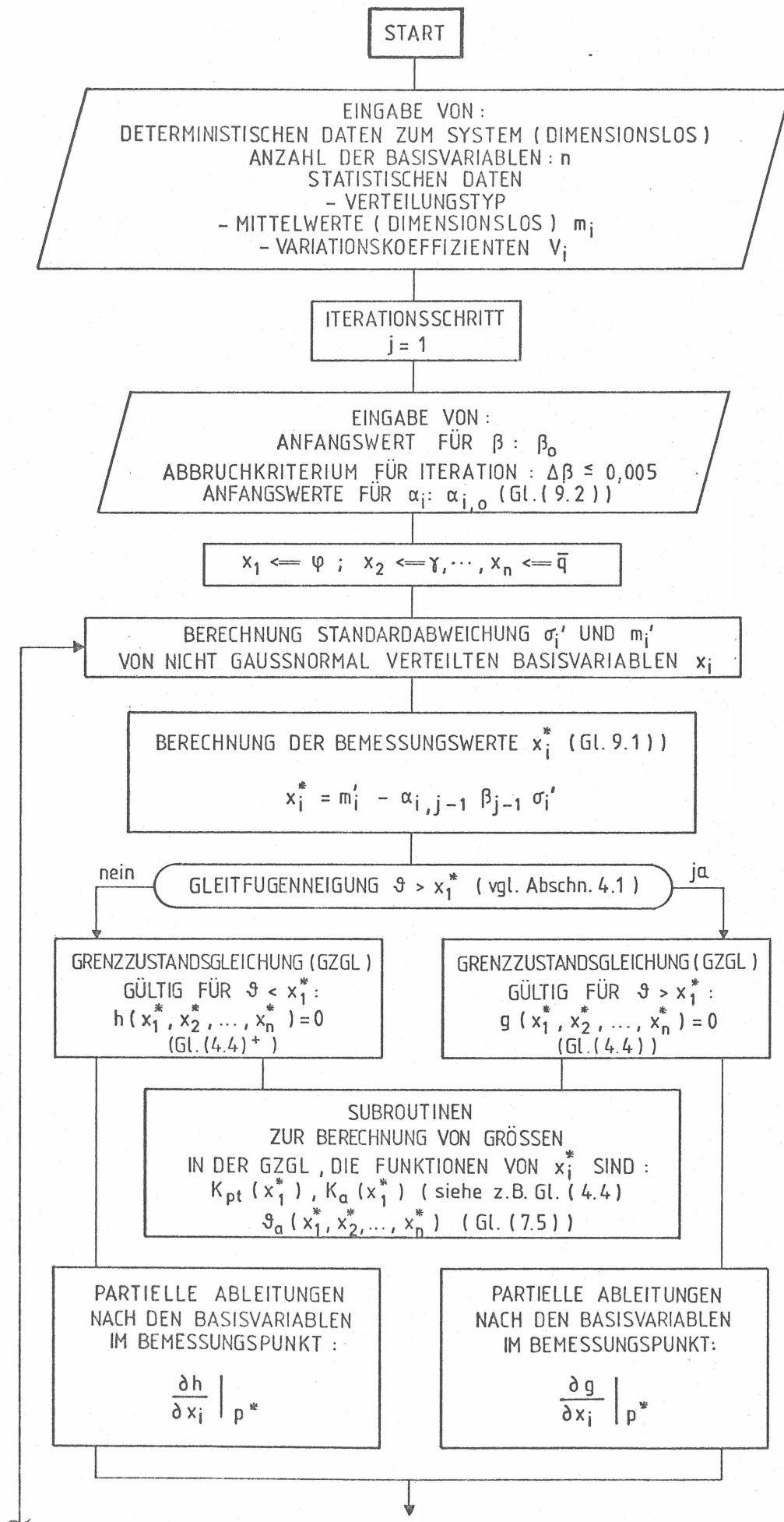


Abb. 9.1a: Strukturdiagramm der Rechenprogramme zur Ermittlung des Sicherheitsindex  $\beta$  und der Teilsicherheitsbeiwerte

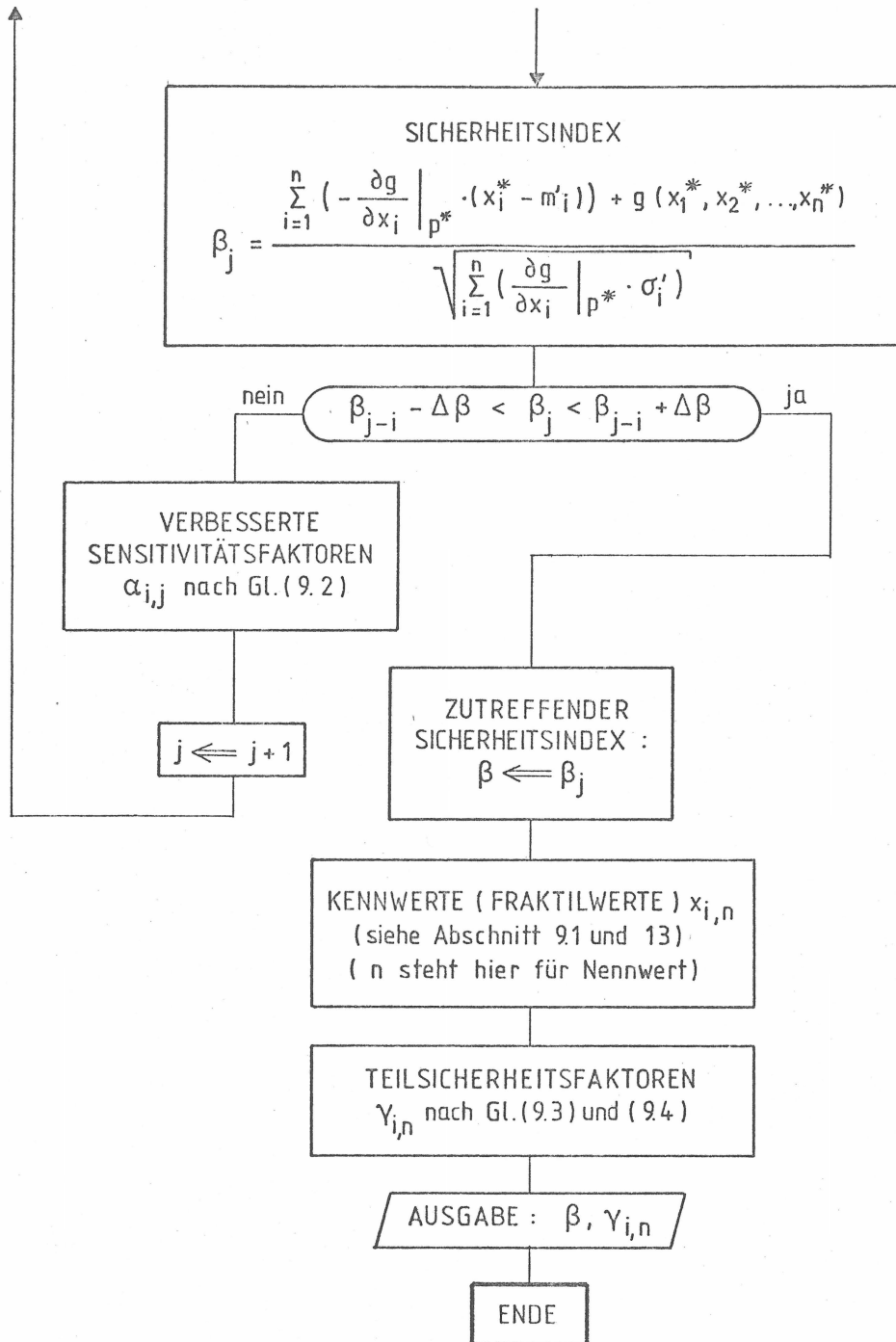


Abb. 9.1b: Strukturdiagramm der Rechenprogramme zur Ermittlung des Sicherheitsindex  $\beta$  und der Teilsicherheitsbeiwerte (Fortsetzung)

## 10. Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten für verankerte Wände

Es ist zweckmäßig, im Regelfall eine im Boden aufgelagerte Ankerwand in der untenstehenden Reihenfolge zu bemessen:

1. Einbindetiefe  $t$  bzw.  $t/h$
2. Ankerkraft (Ankerfestlegelast)  $A_f$  bzw.  $\bar{A}_f$
3. Ankerlänge (Ankergrundlänge)  $l$  bzw.  $l/h$

Damit sind i.a. zugleich die Nachweise gegen folgende drei potentiellen Versagensfälle erbracht:

1. Wanddrehung um Ankerkopf bzw. um luftseitig in Ankerkopfhöhe gelegenen Drehpol
2. Versagen in steiler Gleitfuge
3. Versagen in flacher (geknickter) Gleitfuge

Wie die statistisch-probabilistischen Vergleichsrechnungen in den nächsten Unterabschnitten zeigen, gelingt es, konstante Teilsicherheitsbeiwerte für den Reibungswinkel des Bodens und die Auflasten zu finden, die einheitlich bei den drei oben genannten Nachweisen gelten.

### 10.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweis der Einbindetiefe

Den statistisch-probabilistischen Rechnungen dieses Abschnitts liegt die Grenzzustandsgleichung (4.13) zugrunde. Betrachtet werden einfach verankerte, im Boden aufgelagerte Wände. Zunächst ist es aufschlußreich, im Bemessungspunkt zu untersuchen, in welchem Maße die Einzelstreuungen der Basisvariablen an der Gesamtstreuung beteiligt sind. In Abb. 10.1 sind für drei Belastungen ( $m_q^- = 0,1; 0,2; 0,4; V_q = 40\%$ ) die Streuungsanteile  $\alpha_i^2$  ( $\alpha_i$  nach Gl. (9.2)) in Prozent über die Mittelwerte  $m_\varphi$  zwischen  $30^\circ$  und  $40^\circ$  aufgetragen.

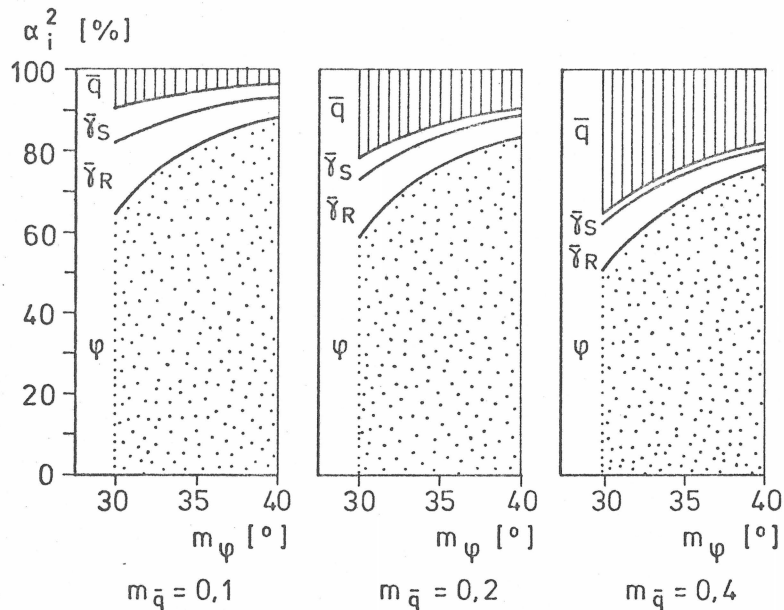


Abb. 10.1: Streuungsanteile der Basisvariablen im Bemessungspunkt ( $\beta = 4,7$ )

Man ersieht folgende Zusammenhänge:

- der Streuungsanteil von  $\varphi$  überwiegt deutlich (nur bei kleinem  $m_\varphi$  und sehr hoher Belastung auf 50 % zurückgehend)
- der Streuungsanteil von  $\gamma_R$  und  $\gamma_S$  ist klein, er bleibt durchweg unter 10 %
- der Streuungsanteil von  $q$  bleibt für üblich angesetzte Ersatzlastflächen ( $m_{\bar{q}} \approx 0,1$ ) unter 20 %.

Diese Ergebnisse erlauben, auf einen Teilsicherheitsbeiwert für die Bodenwichte  $\gamma$  zu verzichten. Die Streuungen der widerstehenden Bodenwichte  $\gamma_R$  können durch einen leicht erhöhten Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{\varphi n}$  für Reibungswinkel  $\varphi$  und die Streuungen der einwirkenden Bodenwichte  $\gamma_S$  können durch einen ebenfalls leicht erhöhten Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{qn}$  berücksichtigt werden. Abb. 10.2b zeigt, daß man mit den konstanten Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  ein ausreichend hohes und ziemlich homogenes Sicherheitsniveau bei

verschieden hohen Auflasten einhält, wenn  $V_\gamma$  nicht mehr als 5 % beträgt. Die  $\beta$ -Werte liegen fast ausnahmslos zwischen 4,2 und 5,2. Nach den "Grundlagen" (Abschnitt 6.4.1) ist eine Unterschreitung bis zu  $\Delta\beta = 0,5$  zulässig. Zum Vergleich stellen Abb. 10.2a und c dar, wie das Sicherheitsniveau bei  $V_\gamma = 0$  steigt und bei  $V_\gamma = 7,5$  % unzulässig weit abfällt.

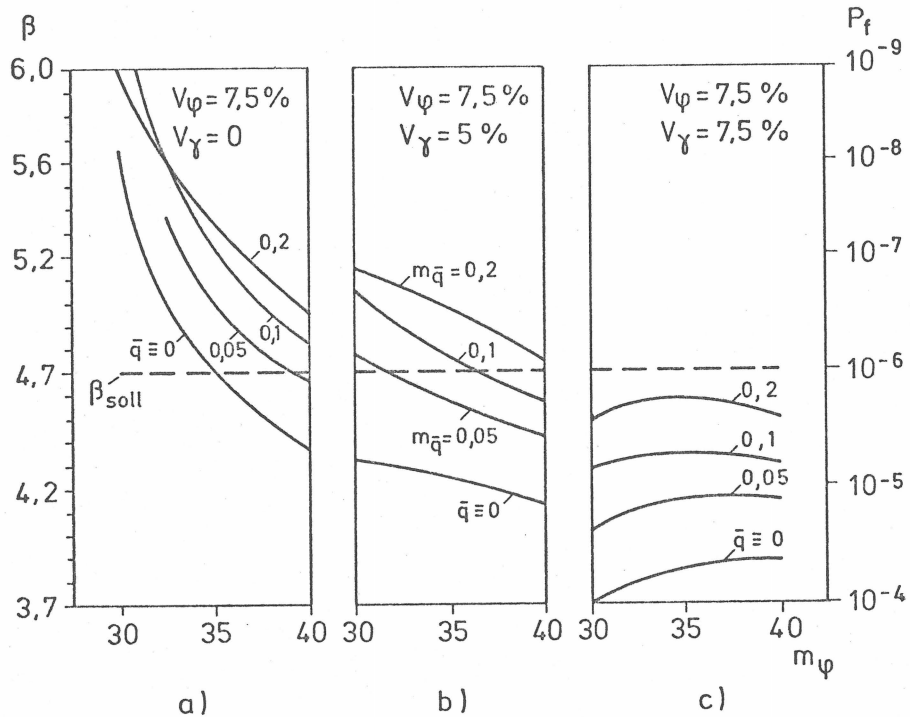


Abb. 10.2: Sicherheitsindex  $\beta$  bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_\varphi = 7,5$  % und unterschiedlich streuender Bodenwichte  $\gamma$  (Nachweis der Einbindetiefe)

Aus Abb. 10.3 ist zu entnehmen, daß sich bei  $V_\gamma = 5$  % die Werte der Einbindetiefe  $t/h$ , die mit festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n}$  und  $\gamma_{qn}$  errechnet werden (durchgezogene Kurven), nicht sehr unterscheiden von den Werten, die sich bei genau eingehaltenem Sicherheitsindex  $\beta = 4,7$  ergeben (gestrichelte Kurven).

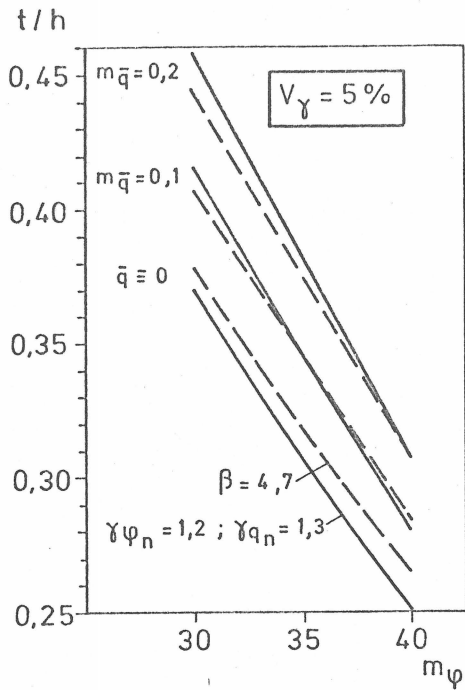


Abb. 10.3:

Einbindetiefen  $t/h$  mit  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  sowie mit  $\beta = 4,7$  für verschieden hohe Auflasten (Ankerkopfhöhe  $a/h = 0,2$ ;  $\eta_p = 1,5$  nach EB)

Das Sicherheitsniveau reagiert empfindlich auf eine Erhöhung des Variationskoeffizienten von  $\varphi$ . Abb. 10.4 macht deutlich, daß bei  $V_\varphi = 10\%$  der feste Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  keine ausreichende Sicherheit mehr gewährleistet.

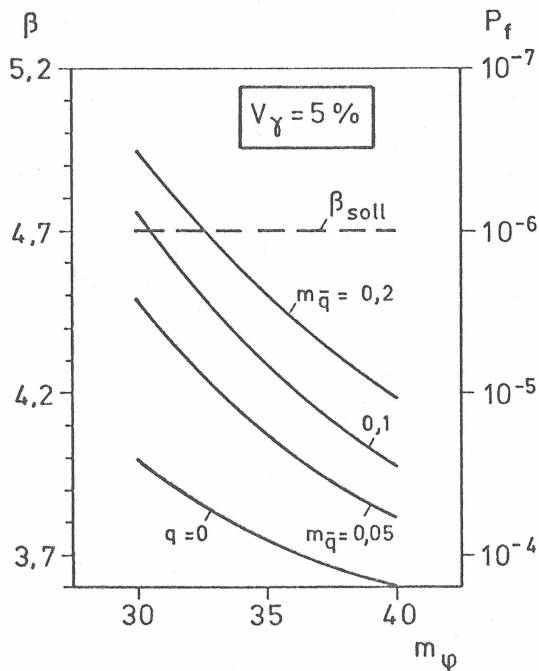


Abb. 10.4:

Sicherheitsindex  $\beta$  bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_\varphi = 10\%$

10.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweis der Ankerkraft

Betrachtet werden wiederum einfach verankerte Wände, bei denen die Einbindetiefen  $t/h$  bereits im vorigen Abschnitt dimensioniert wurden. In allen statistisch-probabilistischen Vergleichsrechnungen sind die Ankerkräfte nicht streuend. Verwendet wurde die Grenzzustandsgleichung (4.11) mit der festen Vorspannkraft  $A_f$ . Abb. 10.5 stellt dar, in welchem Maße die Einzelstreuungen der Basisvariablen an der Gesamtstreuung im Bemessungspunkt beteiligt sind. Für drei Belastungen ( $m_{\bar{q}} = 0,1; 0,2; 0,4; V_{\bar{q}} = 40\%$ ) sind die Streuungsanteile  $\alpha_i^2$  über die Mittelwerte  $m_{\varphi}$  zwischen  $30^\circ$  und  $40^\circ$  aufgetragen.

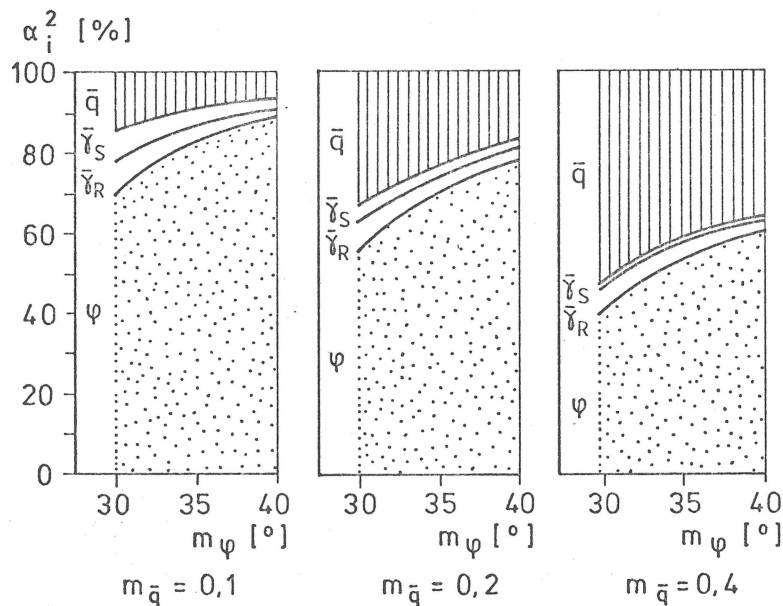


Abb. 10.5: Streuungsanteile der Basisvariablen im Bemessungspunkt ( $\beta = 4,7$ )

Man ersieht folgende Zusammenhänge:

- der Streuungsanteil von  $\varphi$  überwiegt (zwischen 55 und 90 % bei  $m_{\bar{q}} \leq 0,2$ )
- der Streuungsanteil von  $\gamma_R$  und  $\gamma_S$  ist wiederum klein, er bleibt durchweg unter 8 %
- der Streuungsanteil von  $q$  liegt bei üblich angesetzten Ersatz-

lastflächen ( $m_{\bar{q}} \approx 0,1$ ) zwischen 7,5 und 15 % und wächst bei sehr hohen Belastungen bis auf ca. 50 % an.

Wie Abb. 10.6 zeigt, kann auch der Nachweis der Ankerkräfte mit den festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  geführt werden. Bei  $V_{\gamma} = 5\%$  wird das geforderte Sicherheitsniveau sehr gut, Bei  $V_{\gamma} = 7,5\%$  gerade noch (bis auf den reinen Eigengewichtsfall  $\bar{q} \equiv 0$ ) eingehalten.

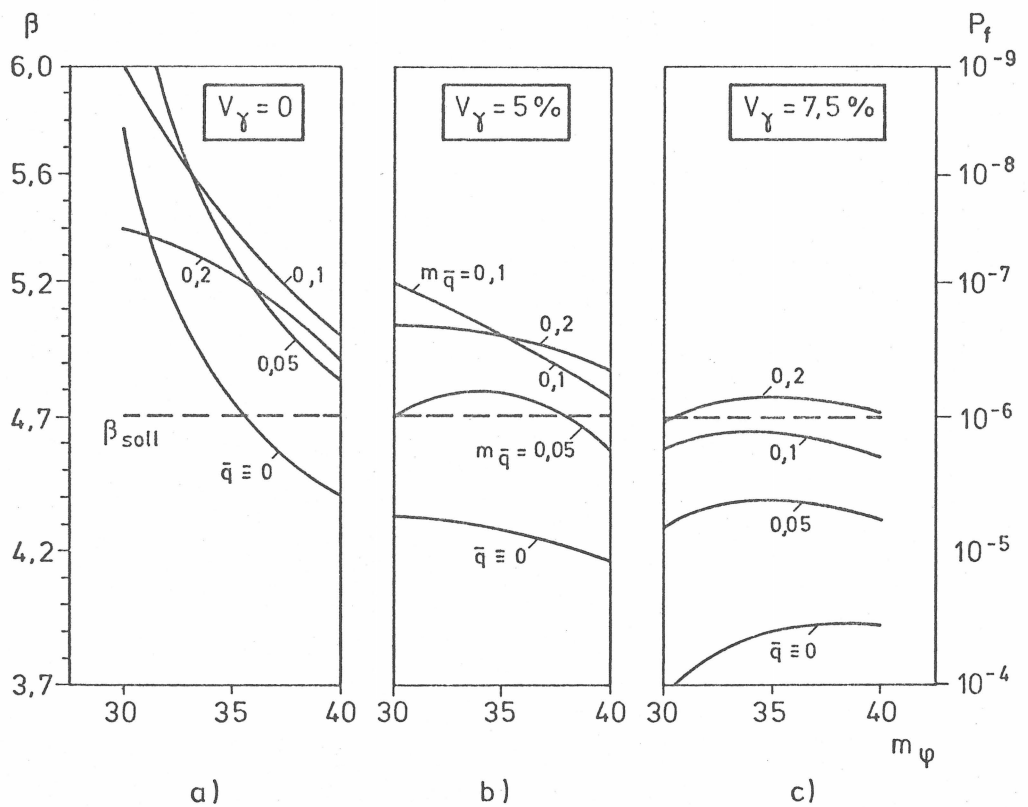


Abb. 10.6: Sicherheitsindex  $\beta$  bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_{\varphi} = 7,5\%$  und unterschiedlich streuender Bodenwichte  $\gamma$  (Nachweis der Ankerkraft)

Bei stärker streuendem Reibungswinkel  $\varphi$ , z.B.  $V_{\varphi} = 10\%$ , können die festen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn}$  nur noch ein ausreichendes Sicherheitsniveau gewährleisten, wenn der Variationskoeffizient der Bodenwichte  $V_{\gamma}$  5 % nicht übersteigt (Abb. 10.7). Andernfalls müsste entweder der Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_{\varphi n}$  erhöht oder ein bestimmter unterer und



oberer Fraktilwert für widerstehende und einwirkende Bodenwichte  $\gamma_R$  bzw.  $\gamma_S$  eingeführt werden. Letzteres wäre aber sehr unpraktisch.

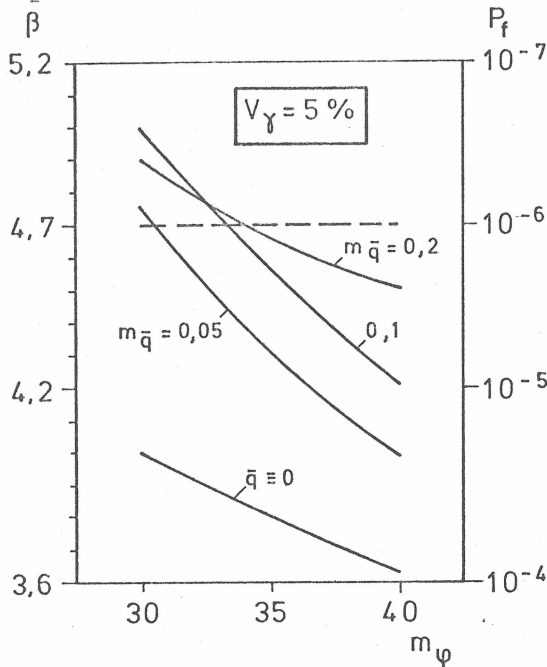


Abb. 10.7:

Sicherheitsindex  $\beta$  bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_\varphi = 10\%$  (Nachweis der Ankerkraft)

Abb. 10.8 gibt für verschieden hohe Lasten und  $V_\gamma = 5\%$  den Prozentsatz an, um den die mit festen Teilsicherheitsbeiwerten

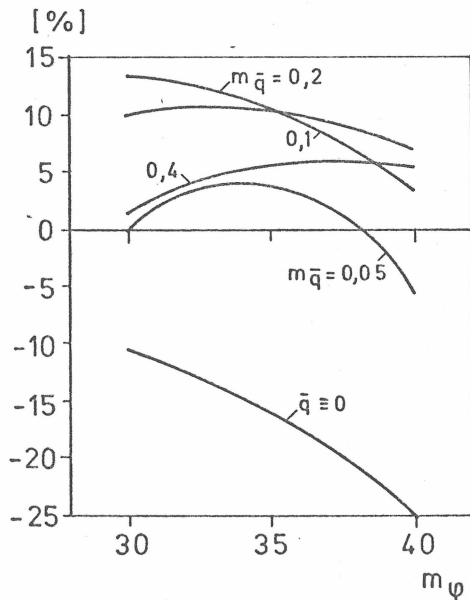


Abb. 10.8:

Abweichung der mit festen Teilsicherheitsfaktoren errechneten Ankerkraft von der Soll-Ankerkraft bei  $\beta = 4,7$  ( $V_\varphi = 7,5\%$ ,  $V_\gamma = 5\%$ )

errechneten Ankerkräfte abweichen von den Ankerkräften, die zur genauen Einhaltung des Sicherheitsniveaus  $\beta = 4,7$  erforderlich sind. (Negative Prozentsätze drücken dabei die Abweichungen zur unsicheren Seite aus.)

Mit Ausnahme des Lastfalls Eigengewicht ( $\bar{q} \equiv 0$ ) könnten die Abweichungen zur unsicheren Seite ohne Bedenken hingenommen werden.

### 10.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweis der Ankerlänge

Betrachtet werden weiterhin die einfach verankerten, im Boden aufgelagerten Wände, deren Einbindetiefen  $t/h$  nach Abschnitt 10.1 dimensioniert wurden ( $\beta = 4,7$ ). Es wird Versagen in der flachen, geknickten Gleitfuge nach Grenzzustandsgleichung (4.4) statistisch-probabilistisch untersucht.

Analog den Abb. 10.1 und 10.5 werden die Anteile der einzelnen streuenden Basisvariablen an der Gesamtstreuung im Bemessungspunkt durch Abb. 10.9 veranschaulicht. Qualitativ ergibt sich fast das gleiche Bild wie vordem:

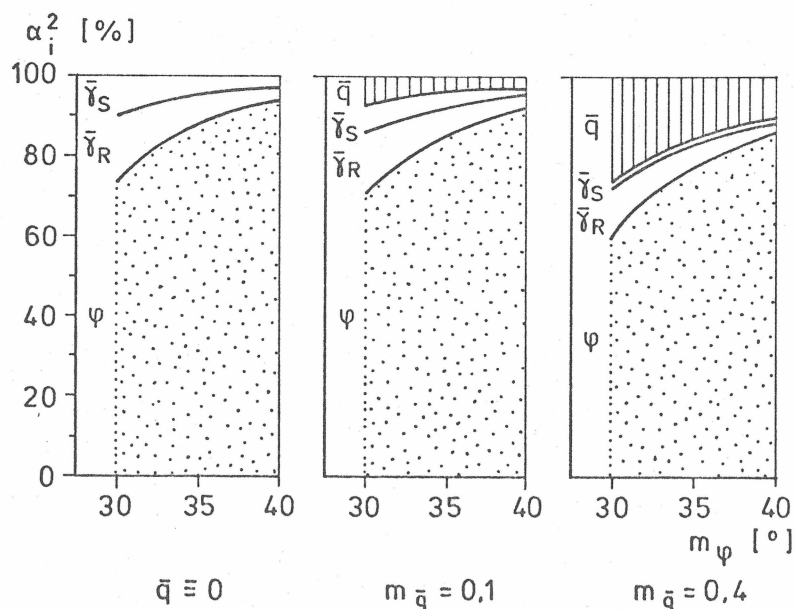


Abb. 10.9: Streuungsanteile der Basisvariablen im Bemessungspunkt ( $\beta = 4,7$ ;  $V_\varphi = 7,5$  %,  $V_\gamma = 7,5$  %,  $V_{\bar{q}} = 40$  %) (Auflast  $\bar{q}$  mit Normalverteilung)

- der Streuungsanteil von  $\varphi$  überwiegt deutlich (zwischen 70 und 90 % bei  $m_{\bar{q}} \leq 0,2$ )
- der Streuungsanteil von  $\gamma_R$  und  $\gamma_S$  ist klein, er bleibt durchweg unter 10 %
- der Streuungsanteil von  $q$  bleibt für üblich angesetzte Ersatzlastflächen ( $m_{\bar{q}} \approx 0,1$ ) unter 10 % und für sehr hohe Lasten ( $m_{\bar{q}} = 0,4$ ) noch unter 25 %.

Diese Ergebnisse erlauben es auch bei der Dimensionierung der Ankerlängen, den Sicherheitsverlust infolge tatsächlich streuender Bodenwichten durch einen etwas höheren Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel zu kompensieren. Es ist von großem Nutzen, die Bodenwichte rechnerisch als nicht streuend zu behandeln. Beispielsweise können Bemessungsdiagramme dann in einfacher Weise mit der mittleren Bodenwichte normiert werden.

In Vergleichsrechnungen mit  $\varphi$  und  $\bar{q}$  als allein streuenden Größen wurde mit einem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{\varphi n}$  zwischen 1,15 und 1,25 und  $\gamma_{qn} = 1,1$  und 1,4 der Sollwert  $\beta = 4,7$  erzielt. Die einzelnen Zahlenwerte hängen stark vom Mittelwert des Reibungswinkels und schwach von Auflast ( $m_{\bar{q}}$ ) und Geometrie (Gleitfugenneigung  $\beta$ , Ankerlänge  $l/h$ ) ab. Da aber derselbe konstante Teilsicherheitsbeiwert mit glattem Zahlenwert für die Nachweise der Einbindetiefe, Ankerkraft und Ankerlänge wünschenswert ist, wird  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  festgesetzt und anschließend geprüft, ob damit auch im Fall der flachen Gleitfuge ein ausreichend hohes und homogenes Sicherheitsniveau eingehalten werden kann.

Abb. 10.10 weist nach, daß verankerte Wände mit diesen festen Teilsicherheitsbeiwerten für  $\varphi$  und  $q$  ausreichend sicher bemessen werden können, wenn - wie vorher auch - eine Abweichung des Sicherheitsindex  $\beta$  vom Sollwert um 0,5 nach unten akzeptiert wird.

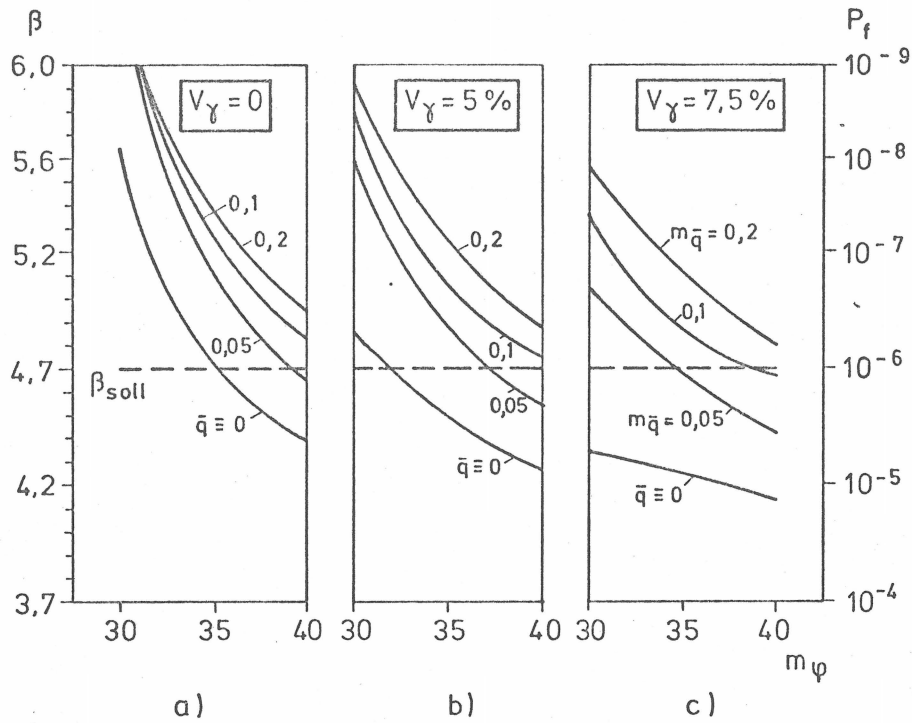


Abb. 10.10: Sicherheitsindex  $\beta$  bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_\varphi = 7,5\%$  und unterschiedlich streuender Bodenwichte (Nachweis Ankerlänge)

Bei stärker streuenden Reibungswinkeln könnten die genannten Teilsicherheitsbeiwerte mit Ausnahme vom Lastfall Eigengewicht noch beibehalten werden (Abb. 10.11).

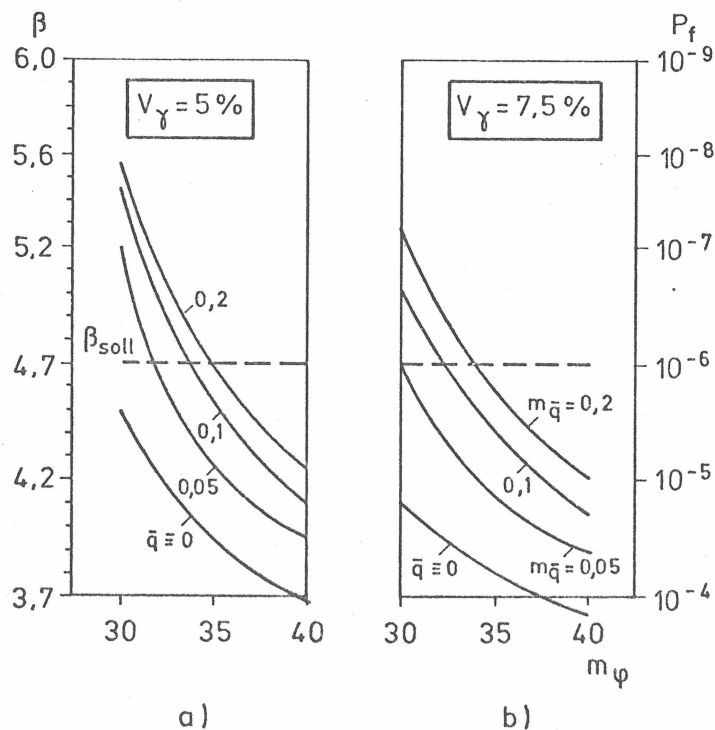


Abb. 10.11: Sicherheitsindex  $\beta$  bei festem  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  für  $V_\varphi = 10\%$  und unterschiedlich streuender Bodenwichte (Nachweis Ankerlänge)

Im Vergleich zu Abb. 10.9 zeigt Abb. 10.12 die Streuungsanteile der Basisvariablen, wenn die Auflast  $\bar{q}$  einer Extremwert-I-Verteilung mit  $V_{\bar{q}} = 20\%$  und  $V_{\bar{q}} = 40\%$  folgt ( $m_{\bar{q}} = 0,1$ ). Zwar nimmt wegen der besonderen Eigenschaft der Extremwertverteilung der Streuungsanteil der Auflast etwa um das Doppelte zu, bleibt aber z.B. bei  $v_{\bar{q}} = 40\%$  immer noch unter  $20\%$ .

In den Abb. 10.13a und 10.13b wird gezeigt, daß mit dem festen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{qn} = 1,0$  für (Verkehrs-)Lasten nach Extremwert-I-Verteilung ein ausreichend hohes Sicherheitsniveau eingehalten werden kann. Bei Extremwertverteilung ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{qn}$  auf die 95 %-Fraktile zu beziehen.

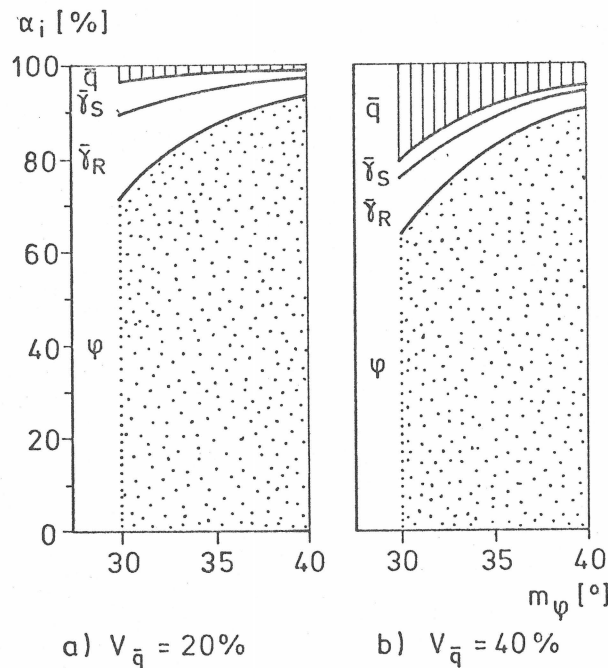
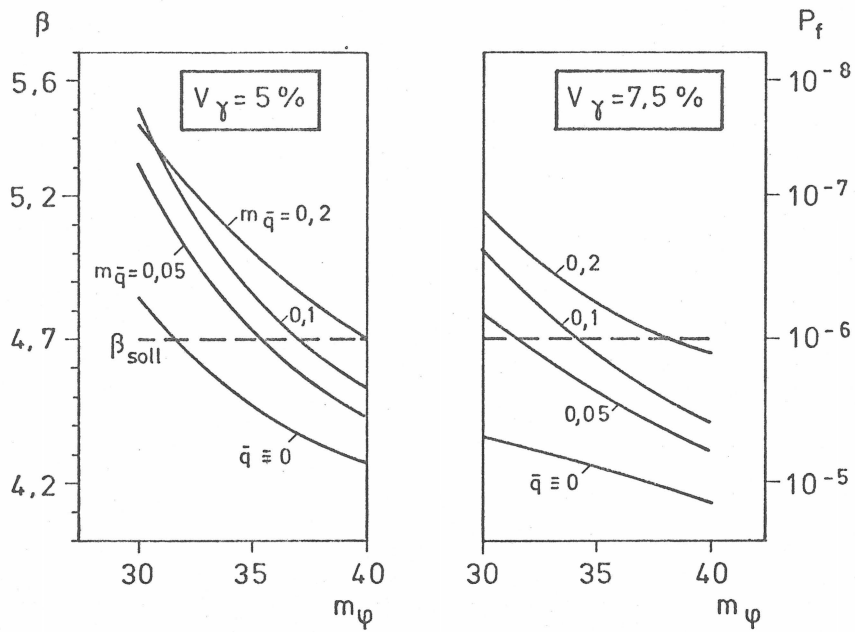
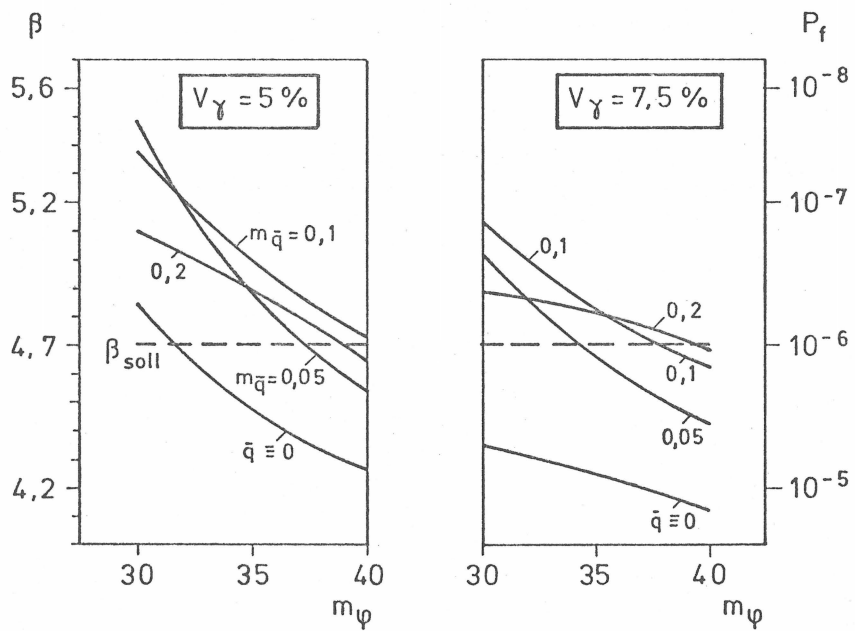


Abb. 10.12: Streuungsanteile der Basisvariablen im Bemessungspunkt mit Verkehrslast nach Extremwert-I-Verteilung ( $m_{\bar{q}} = 0,1$ )

Günstig für eine einfache statistische Bemessung sind die Ergebnisse über den Einfluß des sog. passiven Wandreibungswinkels (besser: Neigung der Erdwiderstandskraft)  $\delta$  und des Abminderungsfaktors der Erdwiderstandskraft  $\eta_p$  nach EB.



a)  $V_q = 20\%$



b)  $V_q = 40\%$

Abb. 10.13: Sicherheitsindex  $\beta$  bei festem  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  ( $V_\varphi = 7,5\%$ ) und  $\gamma_{qn} = 1,0$  bei Extremwert-I-Verteilung ( $\gamma_{qn}$  bezügl. 95 %-Fraktile)

Der Neigungswinkel  $\delta$  wurde nicht als streuende Variable eingeführt, weil seine Verteilung ganz und gar unbekannt ist. Der heutigen Praxis folgend, wurde in den Grenzzustandsgleichungen  $\delta$  als bestimmter Bruchteil des Reibungswinkels vereinbart. In den statistisch-probabilistischen Rechnungen ist dann  $\delta$  mit dem Bemessungsreibungswinkel  $\varphi^*$  folgendermaßen verknüpft:

$$-\frac{2}{3}\varphi^* \leq \delta^* \leq -\frac{1}{3}\varphi^*.$$

Es gilt die Vorzeichendefinition des Grundbautaschenbuches 3. Aufl. Teil 1, S. 297. Es wurden Vergleichsrechnungen mit  $\delta = -\frac{1}{3}\varphi^*$ ,  $-\frac{1}{2}\varphi^*$ ,  $-\frac{2}{3}\varphi^*$  angestellt. Abb. 10.14a zeigt als Ergebnis den vernachlässigbaren Einfluß der Neigung  $\delta$  auf den Sicherheitsindex  $\beta$ . Ebenso gering ist auch der Einfluß von  $\eta_p$  auf  $\beta$  (Abb. 10.14b).

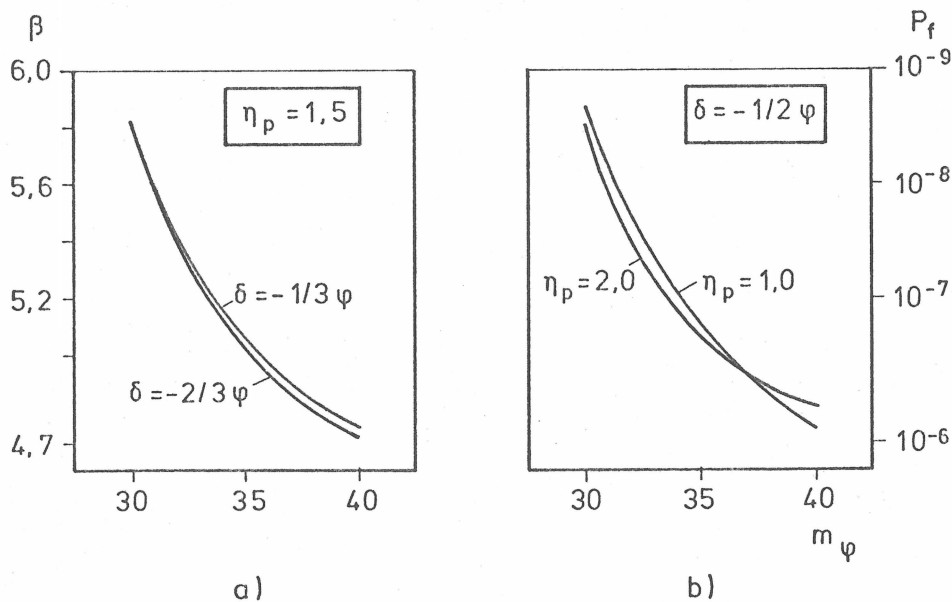


Abb. 10.14: Abhängigkeit des Sicherheitsniveaus von  $\delta$  (a) und  $\eta_p$  (b) bei festen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_\varphi$  und  $\gamma_{qn}$  ( $m_q^- = 0,1$ )

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\varphi n} = 1,2$  und  $\gamma_{qn} = 1,3$  gelten also auch für beliebige Neigungen  $\delta \leq 2/3$  und Faktoren  $1 \leq \eta_p \leq 2,0$ . Damit bleibt die Festlegung auf die Teilsicherheitsbeiwerte nach dem neuen Konzept (Stufe II) durch

unterschiedlich vereinbarte Werte für  $\delta$  und  $\eta_p$  formal unberührt.

Daß aber durch unzutreffende Werte für  $\delta$  und  $\eta_p$  die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit erhöht oder vermindert wird, ist beim derzeitigen mangelhaften Stand der Kenntnisse über Neigung und Mobilisierung des Erdwiderstandes am Wandfuß auch mit dem neuen Sicherheitskonzept nicht zu vermeiden.



### 11. Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten für vernagelte Wände

Bei vernagelten Wänden überwiegen im Bemessungspunkt die Streuungsanteile der widerstehenden Variablen Reibungswinkel  $\varphi$  und Vernagelungsgrad  $\mu$  (Abb. 11.1). Erst bei hohen Auflasten  $m_{\bar{q}}$  wird der Anteil der einwirkenden Variablen  $\bar{q}$  nennenswert. Wie bei Ankerwänden kann auch bei Nagelwänden die Bodenwichte rechnerisch als nicht streuend angesehen werden. Für einen Regelquerschnitt ( $\alpha = \varepsilon = 10^\circ$ ,  $l/h = 0,6$ ,  $m_{\bar{q}} = 0,1$ ) sind die unterschiedlichen Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{\varphi n}$  und  $\gamma_{\mu n}$  (beide bezogen auf die 10 %-Fraktile) ermittelt worden, mit denen jeweils in Abhängigkeit bestimmter Parameter die geforderte Sicherheit ( $\beta = 4,7$ ) genau eingehalten wird.

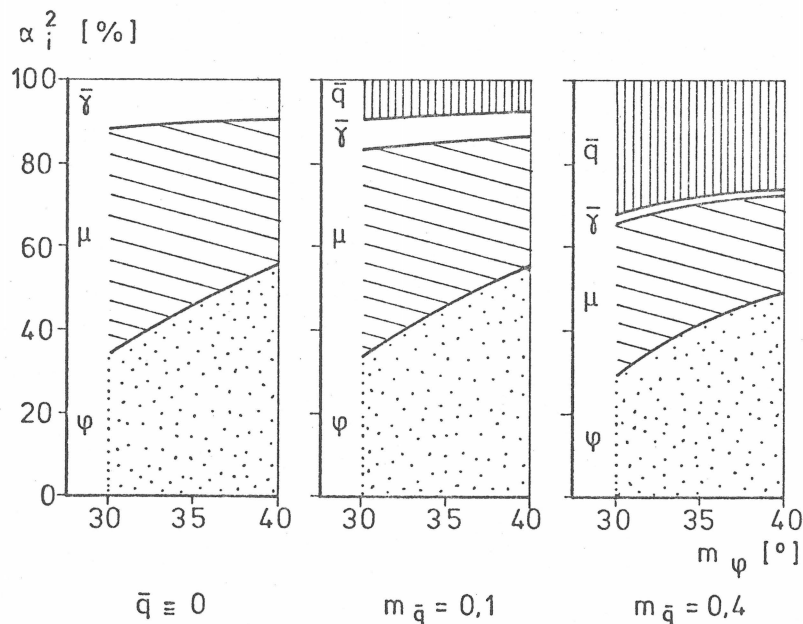


Abb. 11.1: Streuungsanteile der Basisvariablen im Bemessungspunkt (vernagelte Wand)

Abb. 11.2a zeigt die Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{\varphi n}$  über  $m_\varphi$  bei den Variationskoeffizienten  $V_\varphi = 7,5$  und  $10$  % bei festem  $V_\mu = 12,5$  %. Entsprechend zeigt Abb. 11.2b die Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{\mu n}$  über  $m_\varphi$  bei Variationskoeffizienten  $V_\mu$  zwischen  $12,5$  und  $17,5$  % und festem  $V_\varphi = 7,5$  %.

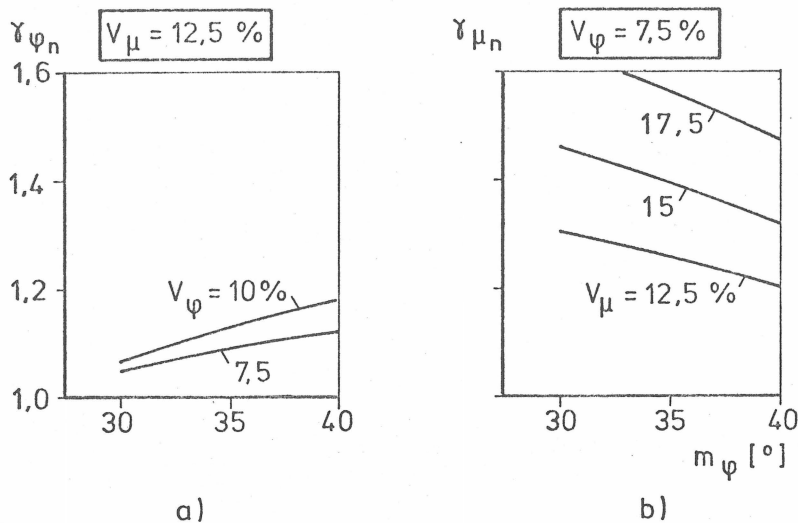


Abb. 11.2: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\varphi n}$  und  $\gamma_{\mu n}$  bei verschiedenen Variationskoeffizienten (Sicherheitsindex  $\beta = 4,7$ )

Für die Bemessungspraxis sollten auch bei vernagelten Wänden konstante Teilsicherheitsfaktoren vorliegen. Vergleichsrechnungen zeigen, daß mit den festen Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{\varphi n} = 1,1$ ,  $\gamma_{\mu n} = 1,3$  und  $\gamma_{qn} = 1,1$  für mittlere Reibungswinkel  $30^{\circ} \leq m_{\varphi} \leq 40^{\circ}$  und Nagellängen  $0,5 \leq l/h \leq 0,6$  noch ein ausreichend homogenes Sicherheitsniveau zwischen 4,5 und 5,1 eingehalten werden kann, solange die Variationskoeffizienten  $V_{\varphi} \leq 10\%$  und  $V_{\mu} \leq 17,5\%$  betragen (Abb. 11.3).

Mit dem Sicherheitsindex  $\beta$  kann man nachweisen, daß der Stand-sicherheitsnachweis mit dem maßgebenden Bruchmechanismus von Abb. 7.1b bereits vollständig erbracht ist. Denn weitere Nachweise wie z.B. der Nachweis gegen Gleiten nach DIN 1054 können entfallen, wie Abb. 11.4 verdeutlicht. Dort ist  $\beta$  aufgetragen über die Gleitfugenneigung  $\vartheta_1$  eines Regelquerschnitts (vgl. Abb. 7.1a) mit  $\alpha = \epsilon = 10^{\circ}$  und  $l/h = 0,6$ . Bei  $\vartheta_1 = \vartheta_a = 42,5^{\circ}$  erreicht  $\beta$  den geforderten Minimalwert 4,7. Bei  $\vartheta_1 = 0$  (horizontale Gleitfuge) ist die Sicherheit extrem hoch. Bei  $\vartheta_1 = 30^{\circ}$  wird der Bemessungsreibungswinkel  $\varphi^*$  unterschritten und die Auflast  $\bar{q}_1$  muß (als Verkehrslast) für  $\vartheta_1 \leq \varphi^*$  rechnerisch verschwinden (vgl. Abschn. 4.1.1). Deshalb weist die Kurve dort einen Knick auf.

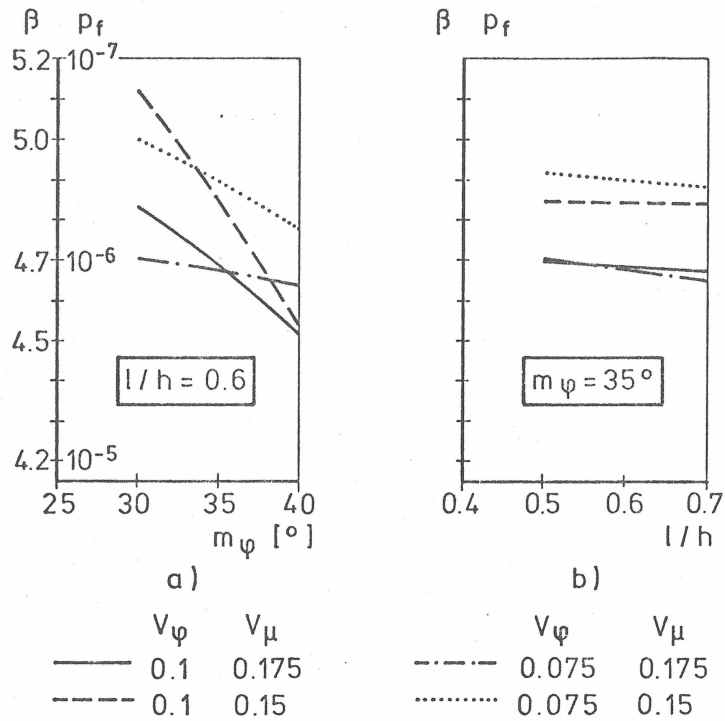


Abb. 11.3: Sicherheitsindex  $\beta$  bzw. Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  bei konstanten Teilsicherheitsfaktoren  $\gamma_{\varphi n} = 1,1$ ,  $\gamma_{\mu n} = 1,3$  und  $\gamma_{q n} = 1,1$  (Auflast  $m_{\bar{q}} = 0,1$ )

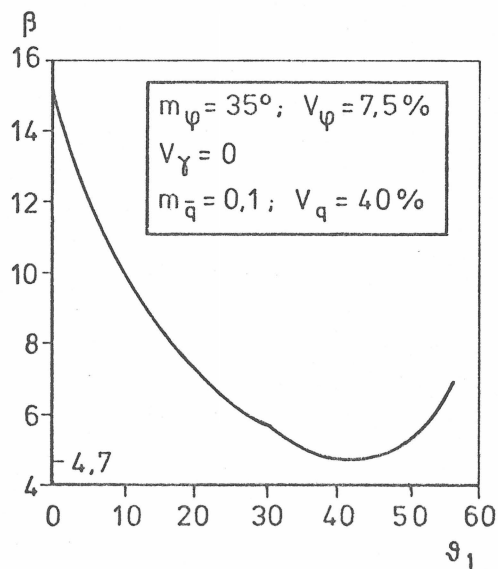


Abb. 11.4: Sicherheitsindex  $\beta$  in Abhängigkeit von Gleitfugenwinkel  $\vartheta$  (Regelquerschnitt  $\alpha = \varepsilon = 10^\circ$ ,  $l/h = 0,6$ )

## 12. Bemessungsdiagramme für verankerte Wände

Aus den Grenzzustandsgleichungen in Abschnitt 4 sind Bemessungsdiagramme entwickelt worden, mit denen in einfachen Fällen verankerte Wände rasch (vor-)dimensioniert werden können.

Sämtliche Diagramme sind für Grenzzustände aufgestellt. Eingangs- und Ausgangswerte von (rechnerisch) streuenden Größen sind Bemessungswerte (vgl. Abschnitt 9.1) und müssen vor bzw. nach Anwendung der Diagramme mit den entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren erhöht oder abgemindert werden.

Die Diagramme sind dimensionslos aufgestellt.

Im allgemeinen ist es zweckmäßig, zuerst die Einbindetiefe einer Wand zu bemessen, dann die Kraft des Ankers (Kräfte der Anker) und zuletzt die Länge des Ankers (Längen der Anker).

### Bemessungsdiagramm für Einbindetiefe

(Abb. A1(a) und A2(a), Anhang)

Die Kurven dieser Diagramme sind die graphische Darstellung der Grenzzustandsgleichung (4.12) bzw. (4.13). Parameter der Kurvenscharen ist die einwirkende Basisvariable  $\bar{q}^*$ . Die Kurven in Abb. A1 gelten für  $\eta_p = 1,5$  (nach EB, siehe auch Abschnitt 4.1), in Abb. A2 für  $\eta_p = 1,0$ . Die Bemessungsdiagramme sind anwendbar auf einfach verankerte Wände mit Ankerkopfhöhe  $h_A/h$  (hier  $h_A/h = 0,2$ ) und auch auf mehrfach verankerte Wände, wenn die Lage der resultierenden Ankerkraft mit  $h_A/h$  bezeichnet wird.

### Bemessungsdiagramme für Ankerkraft bzw. Ankerkräfte

Bei einfach verankerten Wänden mit nicht zu stark geneigtem Anker ( $\alpha_A < \varphi^*/2$ ) kann die horizontale Komponente  $\bar{A}_h = A_h / (\gamma \cdot h^2)$  der Bemessungsankerkraft aus den Diagrammen in Abb. A1(b) und A2(b) entnommen werden. Diese gehen unmittelbar hervor aus der Gleichgewichtsbedingung aller horizontalen Kräfte, die auf die Wand wirken.

Die Diagramme in Abb. A3 und A4 (Anhang) sind aufgestellt nach Gl. (4.6). Sie geben die Ankerkraft bzw. die Ankerkräfte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi^*$  an mit dem Kurvenparameter  $t/h$ . Die Diagramme sind hier beispielhaft für  $\delta = -\frac{1}{2}\varphi^*$  und  $\eta_p = 1,5$  erstellt. In Abb. A3 bleibt  $\alpha$  fest und  $\bar{q}$  wird schrittweise geändert, in Abb. A4 ist es umgekehrt.

Zur Bemessung der Ankerkraft einfach verankerter Wände wird man in die Diagramme mit der bereits in Abb. A1 oder A2 bestimmten Einbindetiefe  $t/h$  eingehen.

Die Bemessung der Ankerkraftsumme mehrfach verankerter Wände ohne Fußauflager kann mit Hilfe des Diagramms in Abb. A5 (Anhang) erfolgen. In Abhängigkeit vom Bemessungsreibungswinkel  $\varphi^*$  und der Ankerneigung  $\alpha_A$  wird aus diesem Diagramm ein  $K_A$ -Wert entnommen, mit dem sich die Summe der Ankerkräfte dann schnell aus folgender Formel errechnen läßt:

$$\sum_1^n \bar{A}_{fi} = \frac{1}{2} (1 + 2\bar{q}) \cdot K_A \quad (12.1)$$

mit

$$\sum_1^n \bar{A}_{fi} \text{ nach Gl. (4.16a) und}$$

$$K_A := \frac{\cos^2 \varphi^*}{\cos \alpha_A \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi^* - \alpha_A) \sin \varphi^*}{\cos \alpha_A}} \right)} \quad (12.2)$$

Gleichung (12.1) entspricht der bekannten Formel der aktiven Erddruckkraft und der  $K_A$ -Wert (Gl. 12.2) dem aktiven Erddruckbeiwert  $K_a$  mit  $\delta = -\alpha_A$  (siehe Grundbautaschenbuch, Teil 1, 3. Aufl., Seiten 286 und 287, Formeln 2.2 und 2.5). Natürlich sind Gl. (12.1) und die Grenzzustandsgleichung (4.15) äquivalent.

Die Kurven in Abb. A5 mit dem Scharparameter  $\alpha_A$  zeigen deutlich,

wie stark die Ankerkräfte anwachsen, wenn die Ankerneigung  $\alpha_A$  gegen den Bemessungswinkel  $\psi^*$  strebt.

Es wird daher - auch für Wände mit Fußauflager - empfohlen, die Ankerneigung nicht zu groß zu wählen. (Es ist anzumerken, daß bei allen Bruchmechanismen keine vertikalen Stützkkräfte unter dem Wandfuß berücksichtigt wurden.)

Bemessungsdiagramme für Ankerlänge

In Abb. 12.1 ist eine einfach verankerte unbelastete Wand (Höhe  $h$ ) mit Einbindetiefe  $t/h = 0,25$  dargestellt. Für die Reibungswinkel  $\psi^*$  zwischen  $22,5^\circ$  bis  $35^\circ$  (Schrittweite  $2,5^\circ$ ) sind durch Punkte verschiedene Ortslagen der rechnerischen Ankerendpunkte gekennzeichnet, bei denen gerade Grenzgleichgewicht herrschen würde. Die Punkte sind bestimmt durch den Winkel  $\vartheta$  der flachen Gleitfuge und die dimensionslose Ankergrundlänge  $l/h$ .

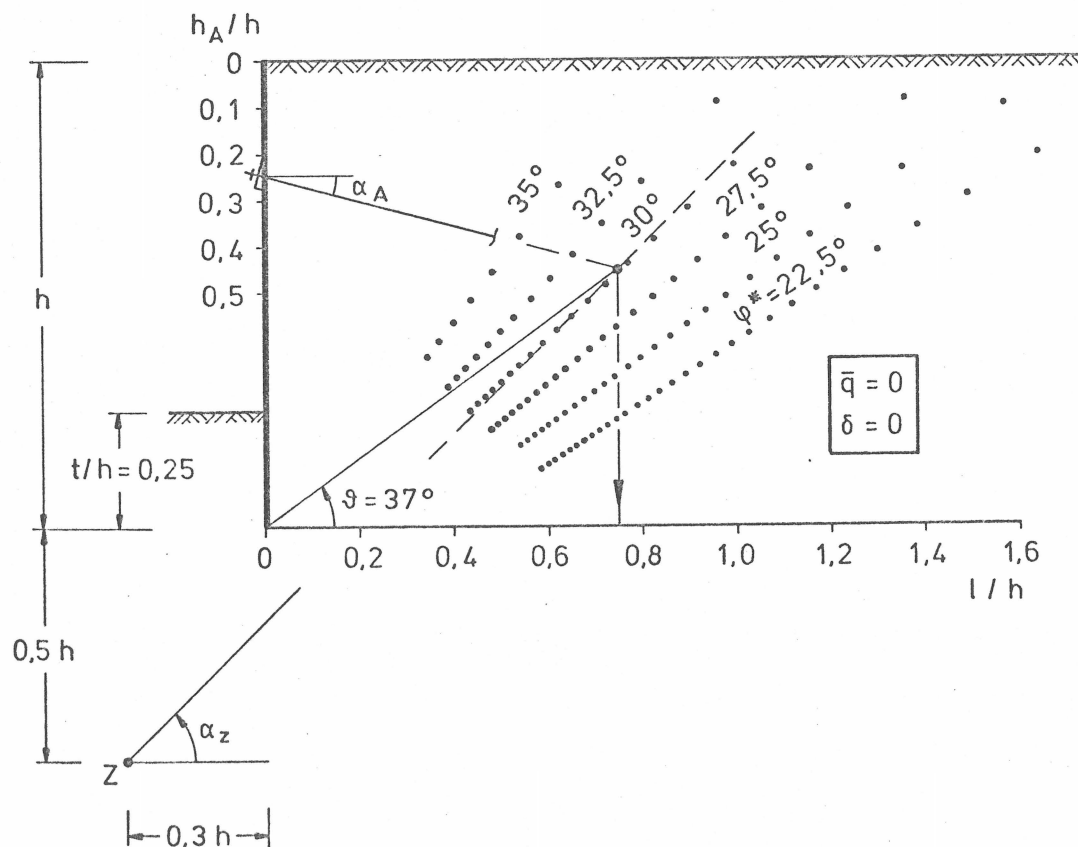


Abb. 12.1: Verankerte im Boden aufgelagerte Wand: Lage der rechnerischen Ankerfußpunkte im Grenzzustand

Sämtliche Ortspunkte, die zu einem bestimmten Reibungswinkel  $\varphi^*$  gehören (z.B.  $\varphi^* = 30^\circ$ ), liegen nahezu auf einer Geraden. In guter Näherung findet man einen Zentralpunkt Z, durch den alle diese Geraden unter der Neigung  $\alpha_Z$  gehen. Weiterhin ist bei verschiedenen Einbindetiefen  $0 \leq t/h \leq 0,4$  festgestellt worden, daß der Zentralpunkt Z in guter Näherung stets  $0,5h$  unterhalb und  $0,3h$  seitlich vom Wandfußpunkt liegt (Abb. 12.1).

In den Diagrammen der Abb. A6 (Anhang) ist die Einbindetiefe  $t/h$  aufgetragen über die Neigungswinkel  $\alpha_Z$  mit  $\varphi^*$  als Kurvenparameter. Die Diagramme gelten für den Lastfall Eigengewicht. Auflasten  $\bar{q}^* \leq 0,2$  können durch eine Ersatz-Einbindetiefe  $(t/h)_c$  nach der dort angegebenen Formel berücksichtigt werden.

Die Anwendung der Diagramme wird in Abschnitt 13.1 gezeigt.

Es ist hier schon ersichtlich, daß zur Bemessung der Ankerlänge die Ankerkopflage  $h_A/h$  und Neigung  $\alpha_A$  im Prinzip keine Rolle spielen.

Es bleibt noch anzumerken, daß sämtliche Diagramme unter Anwendung der Teilsicherheitsfaktoren nicht nur die Nachweise zur Standsicherheit überhaupt erbringen, sondern auch gleichzeitig die wirtschaftlichsten Mindestwerte für Einbindetiefe, Ankerkraft und -länge liefern.

### 13. Bemessungsbeispiele

Mit zwei einfachen Beispielen soll die Anwendung der neuen Teilsicherheitsbeiwerte erläutert werden.

#### 13.1 Verankerte Wand: Bemessung der Ankerlänge

Gegeben: einfach verankerte Spundwand (Abb. 13.1)

Gesamtwandhöhe 10 m, Rammtiefe 4 m, Wandreibungswinkel am Fuß:  $|\delta| = 1/2 \varphi$ ,  $\eta_p = 1,5$  nach EB, Ankerneigung  $15^\circ$ , Höhe Ankerkopf  $h_A = 1,2$  m.

Statistische Daten:

- Reibungswinkel  $m_\varphi = 35^\circ$ ,  $V_\varphi = 7,5 \%$
- Bodenwichte  $m_\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$
- Ersatzflächenlast  $m_q = 16,7 \text{ kN/m}^2$ ,  $V_q = 40 \%$  (normalverteilt)

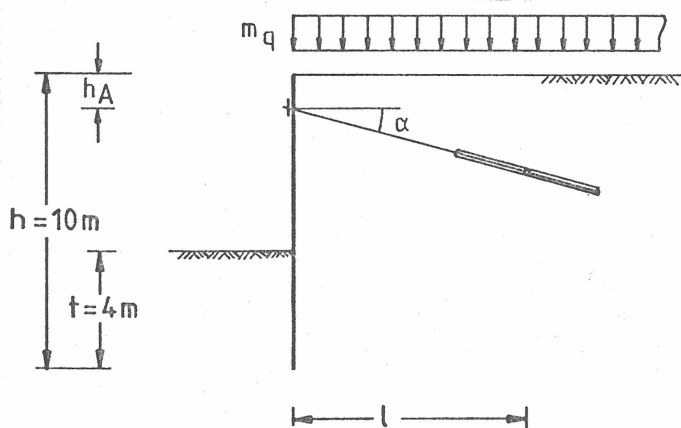


Abb. 13.1:  
Bemessungsbeispiel  
verankerte Wand

Gesucht: auf die Horizontale projizierte Ankerlänge  $l$  (bzw. Lage des rechnerischen Ankerendpunktes), mit der  $\beta = 4,7 \pm 0,5$  eingehalten wird.

Zuerst werden die Nennwerte (10 %-Fraktilen) der streuenden Größen ermittelt.  $\varphi_n = 31,8^\circ$  ist ohne Mühe dem Diagramm in Abb. 13.2 zu entnehmen.



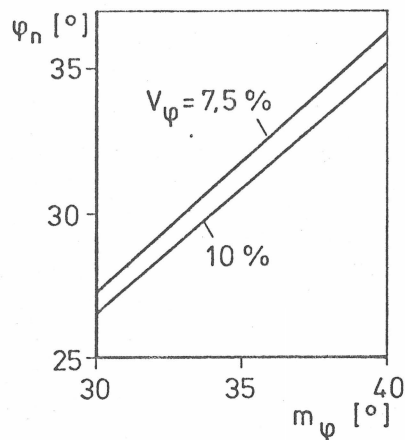


Abb. 13.2:  
Diagramm für  
10 %-Fraktile  $\psi_n$   
vom Reibungs-  
winkel

Ebenso einfach errechnet sich  $\psi_n$  mit der für  $V_\varphi = 7,5\%$  gültigen Näherungsformel (vgl. Pottharst, 1980):

$$\psi_n \approx 0,91 m \quad (13.1)$$

(Die entsprechende Näherungsformel für  $V_\varphi = 10\%$  lautet:  $\psi_n \approx 0,88 m_\varphi$ ).  $q_n = 23,4 \text{ kN/m}^2$  wird sofort aus der Formel erhalten (vgl. z.B. Schueller, 1981):

$$q_n = m_q (1 + V_q/100) \quad (13.2)$$

Jetzt werden nach Gl. (9.3) und (9.4) mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{\psi_n} = 1,2$  und  $\gamma_{q_n} = 1,3$  die Bemessungswerte  $\psi^* = 31,8/1,2 = 26,5^\circ$  und  $q^* = 23,4 \cdot 1,3 \approx 30 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Mit Hilfe eines Rechenprogramms, dem die Grenzzustandsgleichung (4.1) zugrundeliegt, wird die gesuchte Ankerlänge  $l = 8,0 \text{ m}$  errechnet. Die zugehörige Neigung  $\vartheta$  der flachen Gleitfuge beträgt  $40^\circ$ .

Zur Anwendung eines Bemessungsdiagramms wird die dimensionslose Auflast  $\bar{q}^* = 30/(16,8 \cdot 10) = 0,18$  gemäß Definitionsgleichung (4.3) errechnet.

Mit  $\bar{q}^*$  wird eine sog. rechnerische Einbindetiefe  $(t/h)_c$  nach der empirischen Näherungsformel (gültig für  $\bar{q}^* \leq 0,2$ )

$$\left(\frac{t}{h}\right)_c = \frac{t/h}{1+1,2\bar{q}^*} \quad (13.3)$$

ermittelt. Mit  $(t/h)_c \approx 0,4/(1+1,2 \cdot 0,18) = 0,33$  und  $\varphi^* = 26,5$  liest man aus Diagramm b ( $\delta = -1/2\varphi^*$ ,  $\eta_p = 1,5$ ) in Abb. A6 (Anhang) den Zentralwinkel  $\alpha_Z = 46^\circ$ .

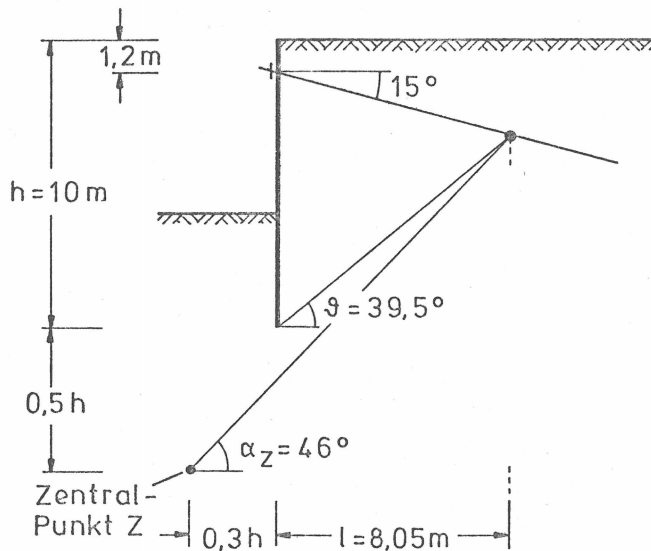


Abb. 13.3:

Zeichnerische Ermittlung der Ankergrundlänge  $l$  mit Zentralwinkel  $\alpha_Z$  aus Diagramm

Abb. 13.3 zeigt, wie man im letzten Schritt auf zeichnerischem Wege die Ankergrundlänge  $l = 8,05$  m erhält. (Von der Richtigkeit der Lösung kann man sich auch auf zeichnerischem Wege überzeugen: mit  $\varphi^* = 26,5^\circ$  und  $q^* = 30 \text{ kN/m}^2$  schließt sich das Kräfteck aller am verankerten Erdkörper wirkenden Kräfte (vgl. Abb. 4.1).

### 13.2 Vernagelte Wand

Gegeben: (vgl. Abb. 7.1a)

Regelquerschnitt:  $h = 10 \text{ m}$ ,  $l = 6 \text{ m}$ ,  $\alpha = \varepsilon = 10^\circ$

Statistische Daten:

- Boden  $m_\varphi = 35^\circ$ ,  $V_\varphi = 7,5 \%$ ,  $m_\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Auflast  $m_q = 20 \text{ kN/m}^2$ ,  $V_q = 40 \%$
- Grenzscherkraft Nagel:  $T = 31 \text{ kN/m}$  (Mittelwert)  
zugehöriger Variationskoeffizient:  $15 \%$

Zuerst werden wieder die Fraktilewerte ermittelt:

$$\varphi_n = 31,8^\circ \text{ (Abb. 13,2)}, q_n = 28 \text{ kN/m}^2 \text{ (Gl. 13.2)}$$

Aus den Gleichungen (9.3) und (9.4) werden mit  $\gamma_{\varphi_n} = 1,1$  und  $\gamma_{q_n} = 1,1$  die Bemessungswerte  $\varphi^* = 31,8/1,1 = 28,9^\circ$  und  $q^* = 28 \cdot 1,1 = 30,8 \text{ kN/m}^2$  erhalten. Es ist zweckmäßig, die Auflast nach Gleichung (4.3) dimensionslos zu machen:

$\bar{q}^* = 30,8/(18 \cdot 10) = 0,17$ . Mit den dimensionslosen Eingangswerten  $\varphi^*$  und  $q^*$  liefert das Grenzzustandsdiagramm von Abb. 13.4 den Bemessungswert  $\mu^* = 0,85$ . Dieses Diagramm stellt Grenzzustandskurven nach Gl. (7.5) dar mit dem Scharparameter  $\bar{q}^*$  für eine bestimmte Wandgeometrie ( $l/h = 0,6, \alpha = 10^\circ, \epsilon = 10^\circ$ ). Darin ist der jeweils für die geringste Sicherheit maßgebende Gleitflächenwinkel  $\delta_a$  (vgl. Abb. 7.1b) impliziert.

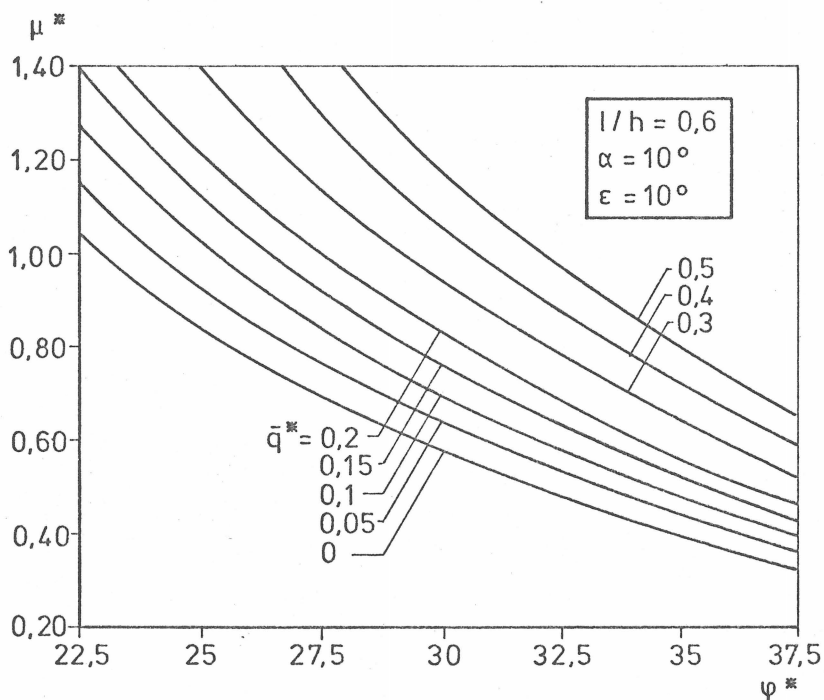


Abb. 13.4: Grenzzustandsdiagramm zur Bemessung vernagelter Wände

Nach Gleichung (9.3) wird mit dem Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_{\mu_n} = 1,3$  der Fraktilewert  $\mu_n = 0,85 \cdot 1,3 = 1,1$  errechnet. Die Umrechnungsformel für die 10 %-Fraktile (vgl. König, Hosser, Schobbe, 1982)

$$m_\mu = \mu_n / \exp(-1,282 \cdot v_\mu - 0,5 v_\mu^2)$$

liefert den mittleren Vernagelungsgrad  $m_\mu = 1,35$ . Schließlich erhält man bei Vorwahl eines vertikalen Nagelabstandes  $a = 1,1$  m den dann erforderlichen horizontalen Abstand aus Gleichung (7.3)  $b = 31 / (1,35 \cdot 18 \cdot 1,1) \approx 1,15$  m.

### 13.3 Vergleich von statistischer Sicherheit mit Sicherheit nach Fellenius

Abschließend werden an einem Beispiel die neuen Teilsicherheitsbeiwerte und die Sicherheit nach Fellenius miteinander verglichen. Auf dem Diagramm in Abb. 13.5 ist die Sicherheit  $\eta_F = m_\varphi / \varphi_g$  über die Mittelwerte  $m_\varphi = 30$  bis  $40^\circ$  aufgetragen.

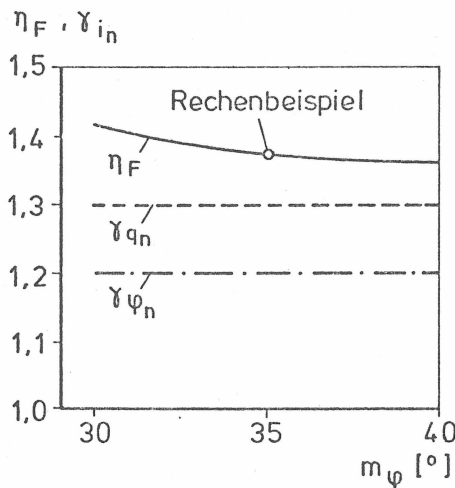


Abb. 13.5:  
Verankerte Wand:  
Statistische und  
deterministische  
Sicherheit im Ver-  
gleich

Jeder Kurvenpunkt steht für ein System ( $l = 8,0$  m,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $h_A = 1,2$  m,  $t$  abhängig von  $m_\varphi$ ), dessen Sicherheit nach dem neuen statistischen Konzept mit  $\gamma_{\varphi_n} = 1,2$  und  $\gamma_{q_n} = 1,3$  ermittelt wurde. Bei  $m_\varphi = 35^\circ$  finden wir das eben gezeigte Bemessungsbeispiel wieder, das nach Fellenius die Sicherheit  $\eta_F = 1,37$  hat. In diesem Diagramm sind also die Zahlenwerte nach der Fellenius-Sicherheit im Fall einer einfach verankerten Wand probabilistisch kalibriert. Man erkennt, daß man hier mit einem Wert  $\eta_F = 1,4$  auch eine ausreichende Sicherheit

im neuen Sinn erhalten kann.

Ein sinnvoller Vergleich mit der Sicherheitsdefinition nach Kranz  $\eta = A_{\text{mögl}}/A_{\text{vorh}}$  ist nicht möglich. Die vorhandene Ankerkraft hat als innere Kraft keinen Einfluß auf die Stand-  
sicherheit entlang der tiefen Gleitfuge.

#### 14. Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlußfolgerungen

In fast allen Modellversuchen wurden einfache oder zusammengesetzte kinematische Bruchmechanismen aus starren (Teil-) Körpern beobachtet, die sich im Grenzzustand nach den Regeln der Kinematik verschieben. Einfach oder mehrfach verankerte, im Boden aufgelagerte Wände können je nach Randbedingungen wie folgt versagen:

- durch Drehung der Wand (näherungsweise) um einen Punkt auf der luftseitig verlängerten Ankerachse,
- in einer ebenen steilen Gleitfläche, welche durch die freie Stahllänge des Ankers (der Anker) verläuft,
- in einer ebenen flachen Gleitfläche, welche am Ankerkörper abknickt (Zweikörpermechanismus).

Vernagelte Wände versagen je nach Randbedingungen

- in einer nahezu ebenen Gleitfläche, welche alle Nagellagen schneidet, oder
- in einer flachen ebenen (gekrümmten) Gleitfläche, welche nur die unteren Nagellagen schneidet und dann abknickt (Zweikörpermechanismus).

Die Methode der Starrkörperkinematik liefert gut zutreffende Versagensmodelle für verankerte und vernagelte Wände. Mit ihr können die Grenzzustandsgleichungen in eine für statistisch-probabilistische Berechnungen geeignete Form gebracht werden.

Die Berechnungen nach dem genäherten probabilistischen Verfahren (Stufe II) lassen den dominierenden Einfluß des Reibungswinkels auf die Versagenswahrscheinlichkeit verankerter Wände erkennen. Bei der vernagelten Wand wird die Sicherheit etwa zu gleichen Teilen vom Reibungswinkel und von Nagelkräften bestimmt. Es gelingt, mit konstanten Teilsicherheitsbeiwerten ein ausreichend hohes und homogenes Sicherheits-

niveau ( $\beta = 4,7 \pm 0,5$ ) einzuhalten.

Als Ergebnis der probabilistischen Parameterstudien werden folgende feste Teilsicherheitsbeiwerte für einfach verankerte, frei aufgelagerte Wände empfohlen:

$$\gamma_{\varphi n} = 1,2 \text{ für Reibungswinkel (bez. 10 \%-Fraktile)}$$

$$\gamma_{qn} = 1,3 \text{ für Flächenlast mit Normalverteilung (bez. 84 \%-Fraktile)}$$

$$\gamma_{qn} = 1,0 \text{ für Flächenlast mit Extremwert-I-Verteilung (bez. 95 \%-Fraktile).}$$

Diese Zahlenwerte gelten einheitlich für die Nachweise von Einbindetiefe, Ankerkraft und Ankerlänge bei Variationskoeffizienten  $V_{\varphi} \leq 7,5 \%$  und  $V_{\gamma} \leq 5 \%$ . Die Teilsicherheitsbeiwerte bleiben bei unterschiedlichen Neigungen  $\delta$  und Abminderungsfaktoren  $\eta_p$  der Erdwiderstandskraft am Wandfuß unverändert bestehen.

Es wird vorgeschlagen, den Nachweis der Ankerkraft (bzw. der steilen Gleitfuge) mit der nicht streuenden Festlegelast (DIN 4125) ohne zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwert zu führen.

Für vernagelte Wände werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte vorgeschlagen:

$$\gamma_{\varphi n} = 1,1 \text{ für Reibungswinkel}$$

$$\gamma_{\mu n} = 1,3 \text{ für Vernagelungsgrad } \mu \text{ (bez. 10 \%-Fraktile)}$$

$$\gamma_{qn} = 1,1 \text{ für Flächenlast mit Normalverteilung}$$

Diese Zahlenwerte gelten für Variationskoeffizienten  $V_{\varphi} \leq 10 \%$  und  $V_{\mu} \leq 17,5 \%$ . Die unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerte für den Reibungswinkel erklären sich aus der Konzentration des Risikos auf eine einzige sehr stark wichtende Variable bei der Ankerwand und der Verteilung des Risikos auf zwei etwa gleich stark wichtende Variable ( $\varphi$  und  $\mu$ ) bei Nagelwänden.

Die Anwendung der neuen Teilsicherheitsbeiwerte bedeutet für den Ingenieur bei Entwurf und Bemessung von verankerten oder vernagelten Wänden keinen Mehraufwand. Das Arbeiten mit Gleichungen oder Diagrammen, in die nur Bemessungswerte eingehen, wird sogar vereinfacht. Nur die Umrechnung von Mittelwerten in Fraktilwerte und umgekehrt ist ungewohnt. Probabilistische Rechnungen auf Stufe II werden in der Praxis die Ausnahme sein. Der praktisch arbeitende Ingenieur braucht zukünftig den probabilistischen Kalkül auf Stufe II nicht zu beherrschen, sollte aber mit dem neuen Sicherheitsdenken allgemein vertraut sein.

Das neue Sicherheitskonzept kann für verschiedene potentielle Versagensmoden einer Stützkonstruktion unmittelbar vergleichbare Sicherheitswerte  $\beta$  liefern, sofern für die maßgebenden streuenden Größen zutreffende Verteilungen vorliegen. Mit dem statistisch-probabilistischen Konzept werden auch Sicherheitsvergleiche ganz unterschiedlicher Stützkonstruktionen möglich (hier: verankerte Wand und vernagelte Wand). Dies ist für objektive Kostenvergleiche und Wirtschaftlichkeitsüberlegungen besonders interessant.



Schrifttum

- Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1. Aufl., 1981, Beuth Verlag, Berlin/Köln
- Gäßler, G., Gudehus, G. (1981): Soil Nailing - Some aspects of a New Technique, ICSMFE X, Proc. Vol. 3, Sess. 12, Stockholm, S. 665-670
- Gäßler, G. (1982): Anwendung des statistischen Sicherheitskonzeptes auf verankerte Wände und vernagelte Wände, Vorträge Baugrundtagung 1981. Dt. Ges. f. Erd- und Grundbau
- Goldscheider, M., Gudehus, G. (1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise, Vorträge Baugrundtagung Frankfurt 1974, Dt. Ges. f. Erd- und Grundbau
- Goldscheider, M., Kolymbas, D. (1980): Berechnung der Standsicherheit verankerter Stützwände, Geotechnik, Heft 3 u. 4
- Gudehus, G. (1970): Ein statisch und kinematisch korrekter Standsicherheitsnachweis für Böschungen, Vorträge Baugrundtagung Düsseldorf 1970, Dt. Ges. f. Erd- und Grundbau
- Hasofer, A.M. und N.C. Lind (1974): Exact and Invariant Second-Moment Code Format, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, No. EM 1, Jan., S. 111
- König, G., Hosser, D., Schobbe, W. (1982): Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau - eine Erläuterung, Bauingenieur, Jahrg. 57, S. 69-78
- Kranz, E. (1953): Über die Verankerung von Spundwänden, 2. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Krey, H. (1932): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 4. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Pottharst, R. (1977): Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Techn. Hochschule Darmstadt, Heft 22
- Pottharst, R. (1978): Forschungsvorhaben "Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften", Zwischenbericht vom Okt. 1978 (GeschZ des Inst. f. Bautechnik: IV/1-5-190/78)

- Pottharst, R. (1980): Forschungsvorhaben "Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften", Schlußbericht, 2. Teil (GeschZ d. Inst. f. Bautechnik, Berlin: IV/1-5-190/78
- Pottharst, R. (1982): Erläuterung des statistischen Sicherheitskonzepts am Beispiel des Grundbruchs, Vorträge Baugrundtagung Spezialsitzung, Braunschweig, Dt. Ges. f. Erd- und Grundbau
- Schueller, G. (1981): Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München
- Stocker, M., Gäßler, G. (1979): Ergebnisse von Großversuchen über eine neuartige Baugrubenwand-Vernagelung, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Heft 9
- Vanmarcke, E.H. (1977): Probabilistic Modeling of Soil Profiles, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT 11, Nov., S. 1227
- Vardoulakis, I. (1977): Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem, Veröff. d. Inst. f. Bodenmechanik u. Felsmechanik der Univ. Karlsruhe
- Weissenbach, A. (1980): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", EAB, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München
- Werner, H.-U. (1972): Die Tragkraft langzylindrischer Erdanker zur Verankerung von Stützwänden unter besonderer Berücksichtigung der Lagerungsdichte kohäsionsloser Böden, Diss. Reichsuniversität Gent, Belgien
- Wernick, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens, Veröff. d. Inst. f. Bodenmechanik und Felsmechanik der Univ. Karlsruhe, Heft 75
- Wolff, R. (1975): Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 16

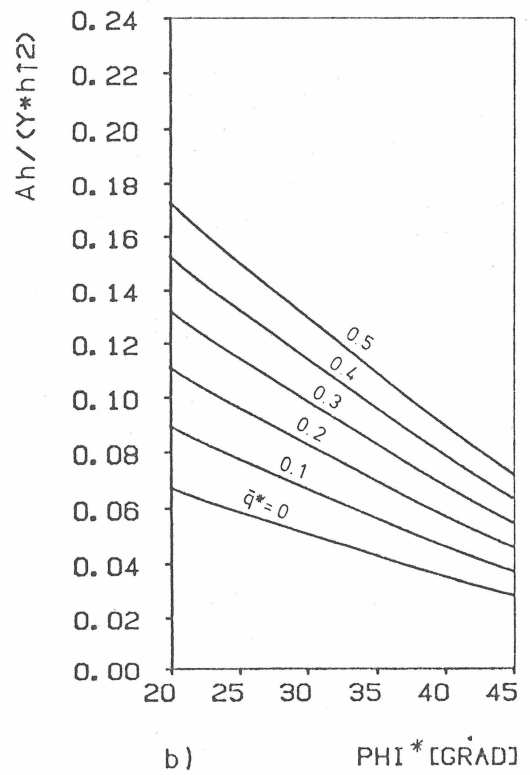
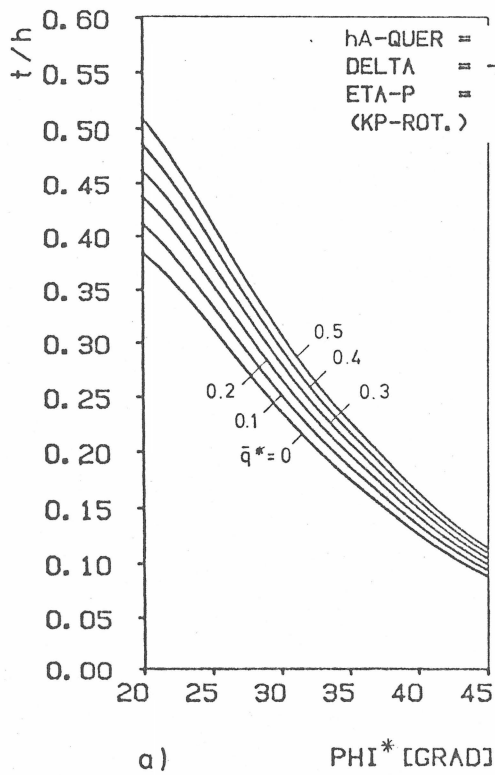
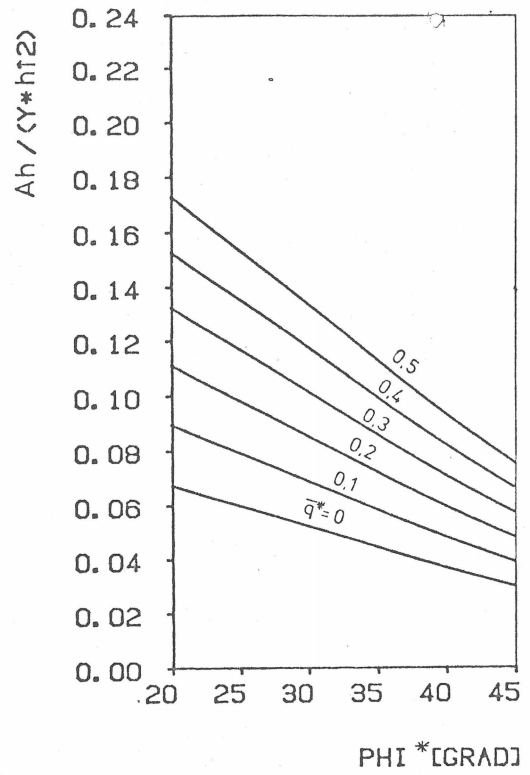
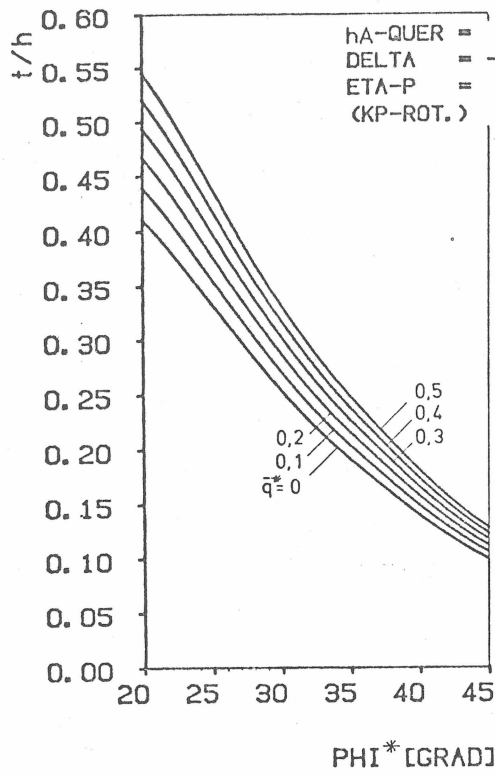


Abb. A1: Einfach verankerte Wand: Dimensionslose Bemessungsdiagramme für Einbindetiefe  $t/h$  und horizontale Ankerkraft  $A_h / (\gamma \cdot h^2)$

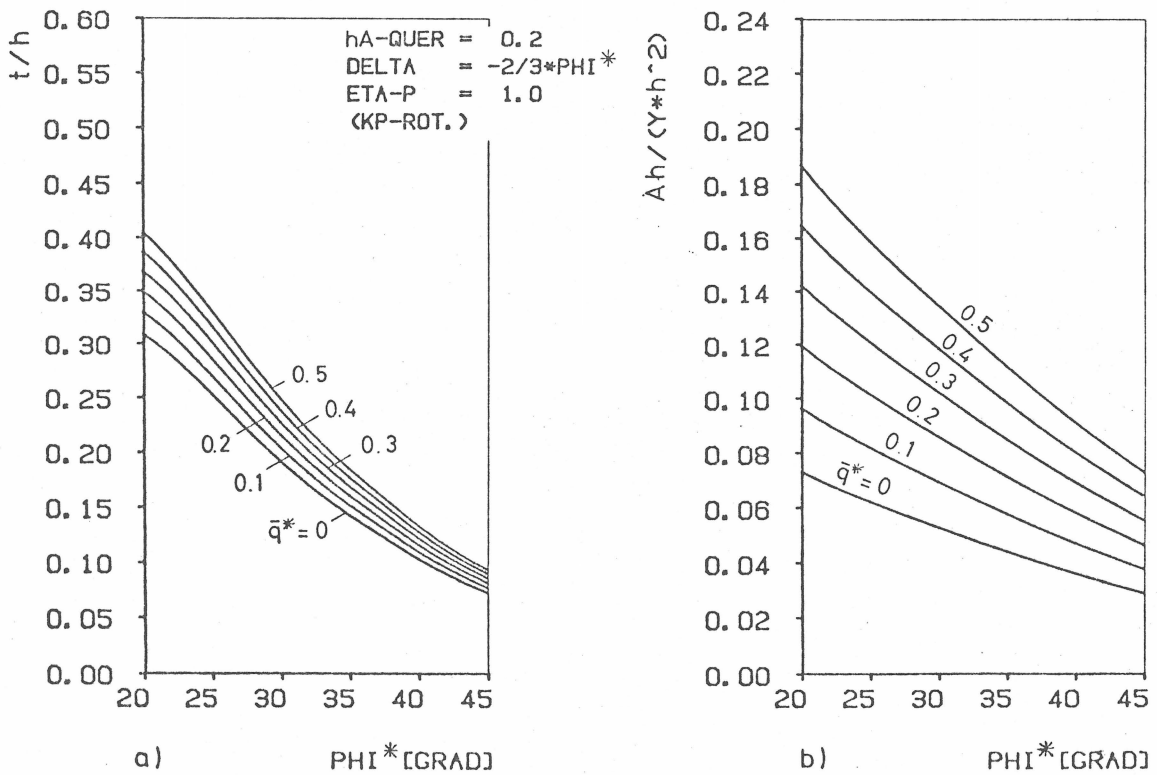
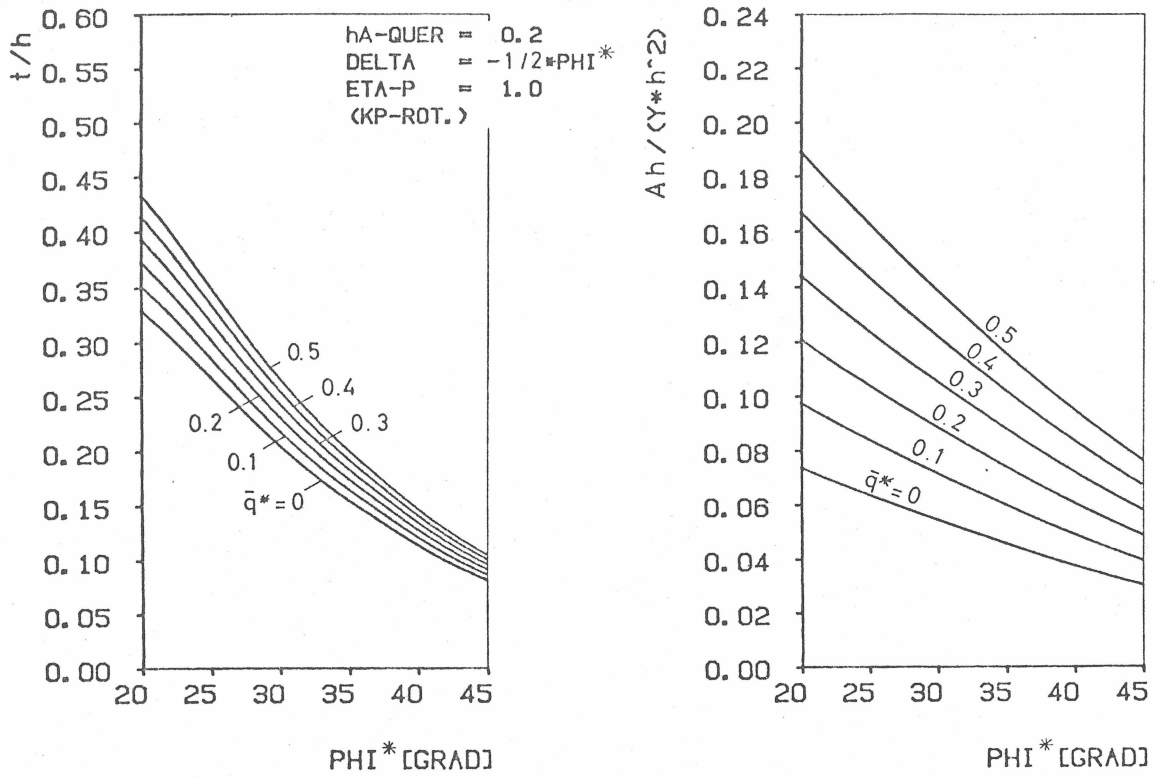


Abb. A2: Einfach verankerte Wand: Dimensionslose Bemessungsdiagramme für Einbindetiefe  $t/h$  und horizontale Ankerkraft  $A_h / (\gamma \cdot h^2)$

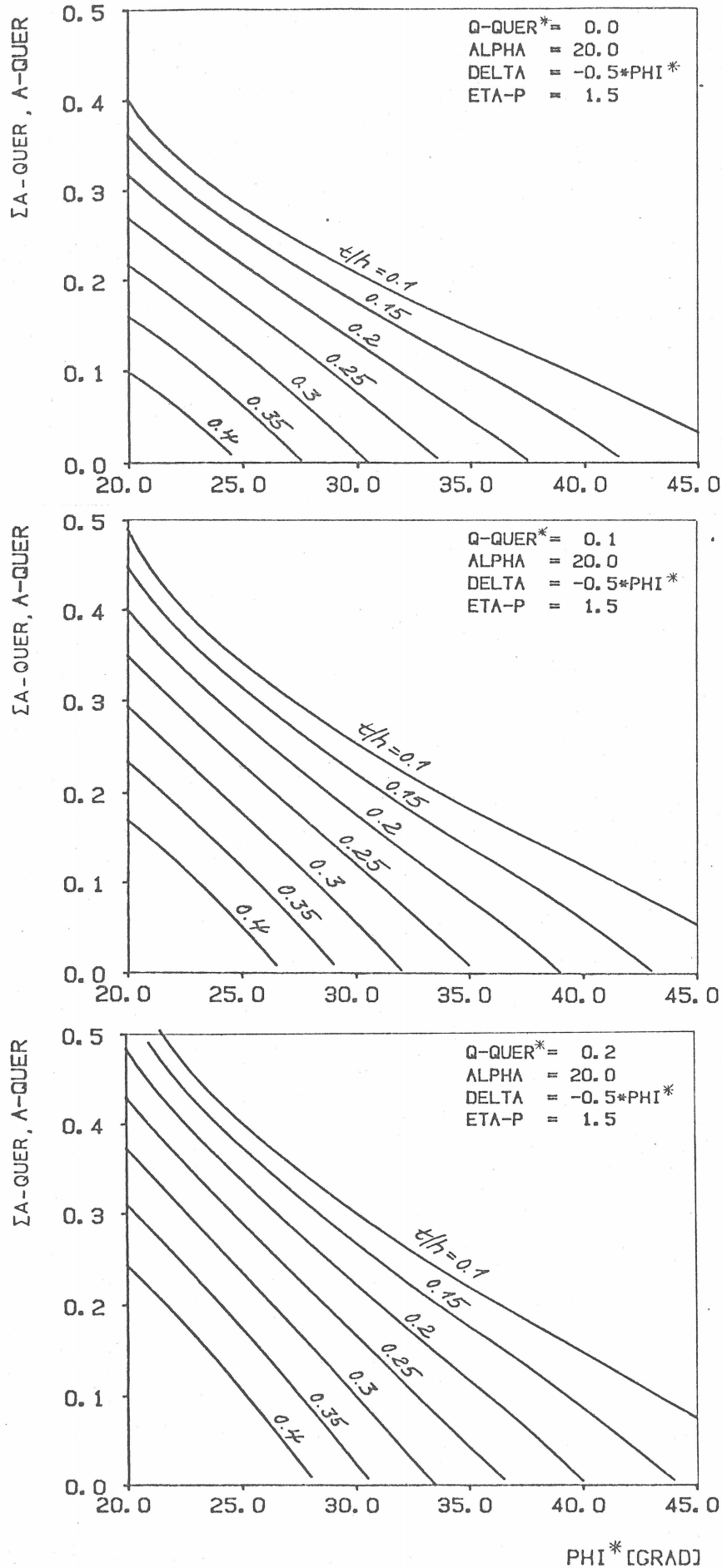


Abb. A3: Einfach und mehrfach verankerte Wand (im Boden frei aufgelagert): Dimensionslose Bemessungsdiagramme für Ankerkraft  $\bar{A} = A/(\gamma \cdot h^2)$  bzw. Summe der Ankerkräfte  $\Sigma \bar{A} = \Sigma A_i/(\gamma \cdot h^2)$

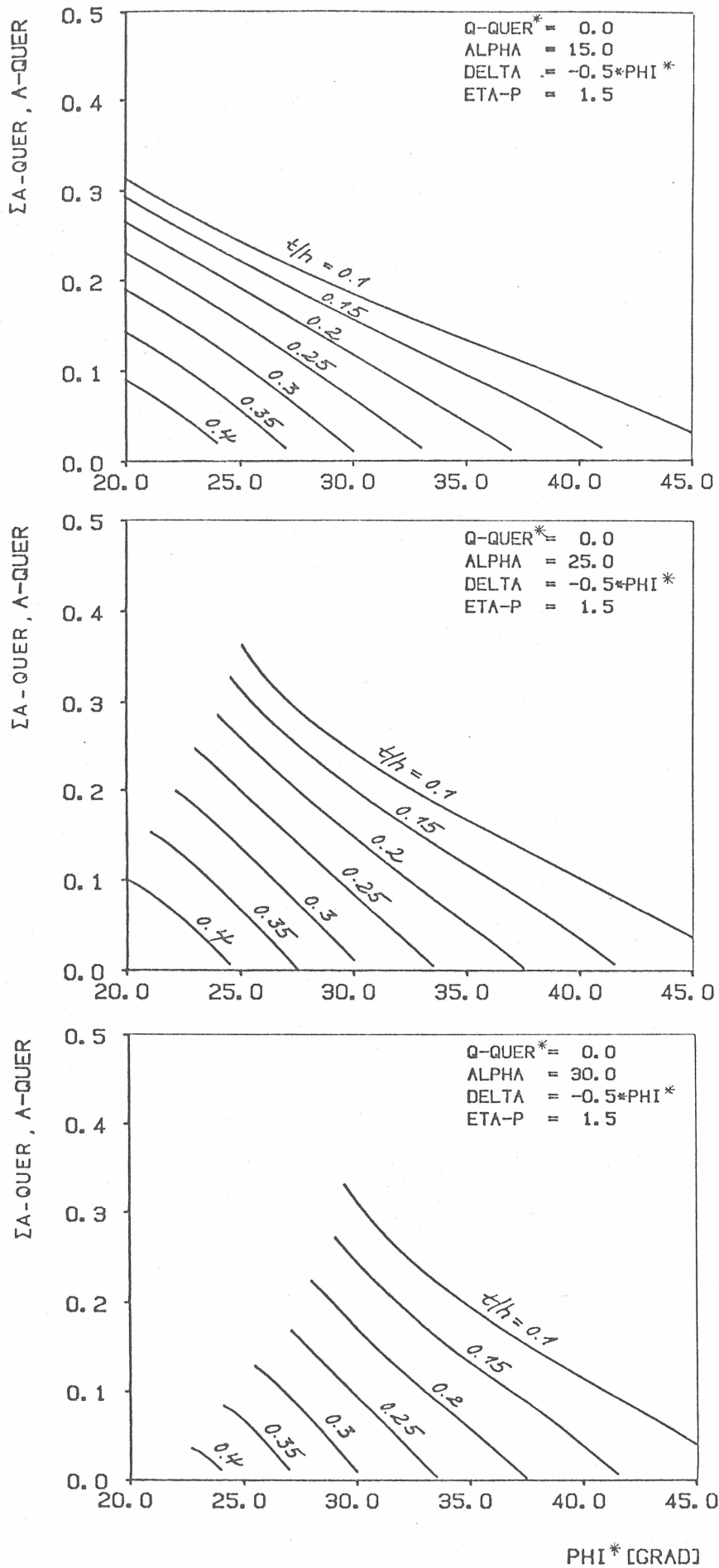


Abb. A4: Einfach und mehrfach verankerte Wand (im Boden frei aufgelagert): Dimensionslose Bemessungsdiagramme für Ankerkraft  $\bar{A} = A/(\gamma \cdot h^2)$  bzw. Summe der Ankerkräfte  $\Sigma \bar{A} = \Sigma A_i/(\gamma \cdot h^2)$

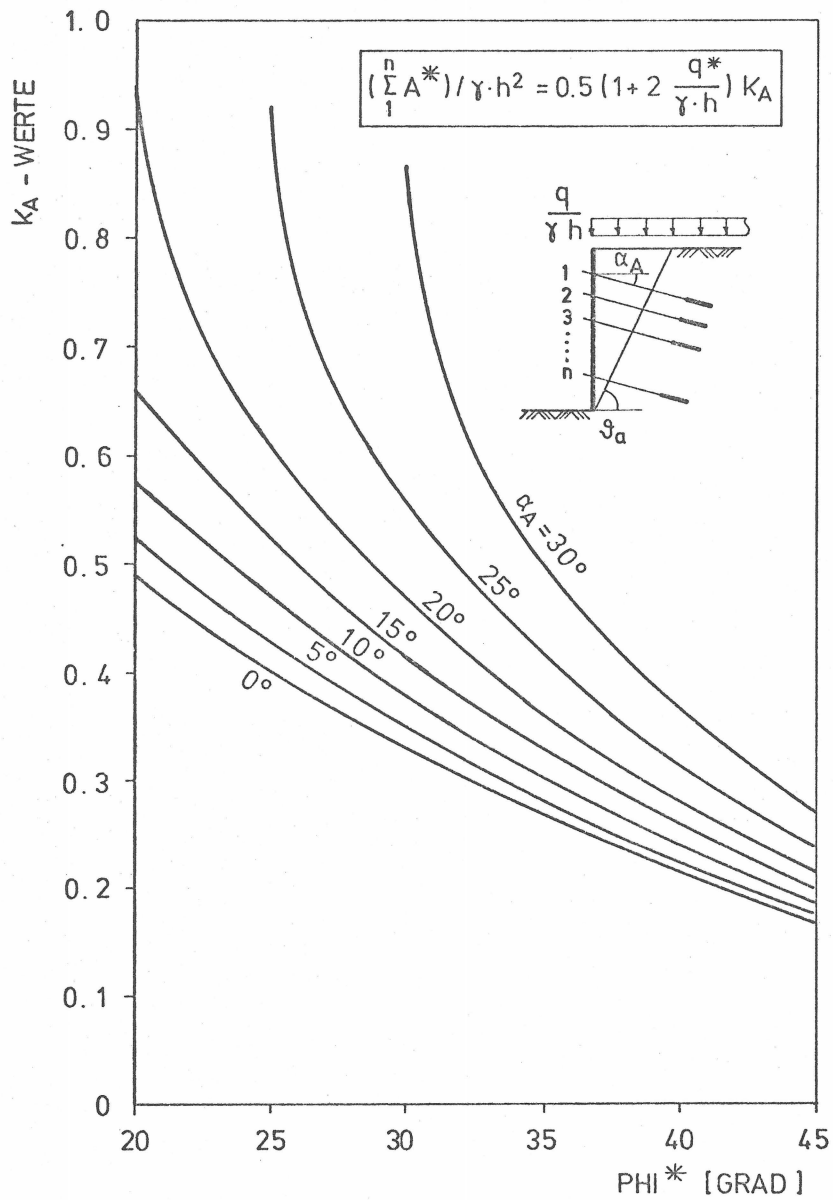


Abb. A5: Mehrfach verankerte Wand ohne Fußauflager:  
 Diagramm für  $K_A$ -Wert zur Bemessung der Summe der Ankerkräfte

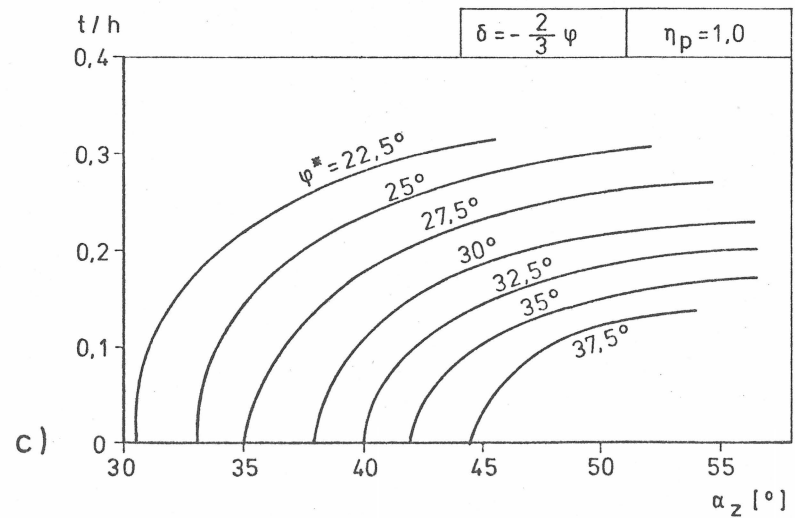
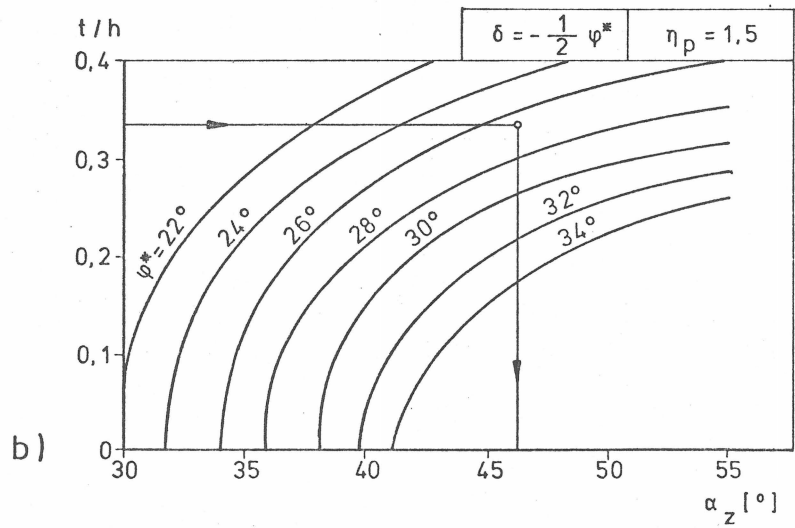
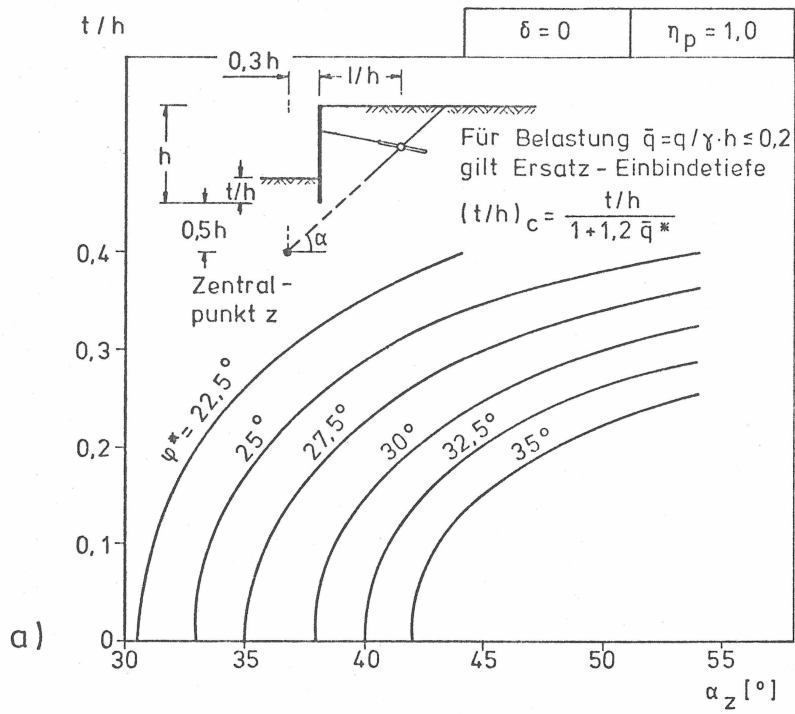


Abb. A6: Einfach verankerte Wand (im Boden frei aufgelagert):  
 Dimensionslose Bemessungsdiagramme für Ankerlänge  $l/h$   
 (Grundlänge)