

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

28. Jahrgang	Ausgegeben zu Düsseldorf am 8. Oktober 1975	Nummer 111
---------------------	--	-------------------

Inhalt

I.

Veröffentlichungen, die in die Sammlung des bereinigten Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen (SMBL. NW.) aufgenommen werden.

Glied.- Nr.	Datum	Titel	Seite
232340	9. 9. 1975	RdErl. d. Innenministers DIN 4017 – Baugrund; Grundbruchberechnungen –	1734
232340	10. 9. 1975	RdErl. d. Innenministers DIN 4018 – Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen –	1768
232340	11. 9. 1975	RdErl. d. Innenministers DIN 4019 – Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung –	1772
232340	12. 9. 1975	RdErl. d. Innenministers DIN 4084 – Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken beziehungsweise Böschungen zur Verhinderung von Gelände- beziehungsweise Böschungsbruch –	1778
232340	15. 9. 1975	RdErl. d. Innenministers DIN 4095 – Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen –	1810

I.

232340

DIN 4017 – Baugrund; Grundbruchberechnungen –RdErl. d. Innenministers v. 9. 9. 1975 –
V B 3 – 470.116

1. Von der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß wurden die Normblätter der DIN 4017 erarbeitet.

Das überarbeitete Normblatt

Anlage 1

DIN 4017 Blatt 1 (Ausgabe September 1974)

- Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen –
- und die erstmalig erarbeitete

Vornorm

Anlage 2

DIN 4017 Blatt 2 (Ausgabe September 1970)

- Baugrund; Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen; Empfehlungen –

werden als Richtlinie, die erstmalig erarbeiteten Normblätter

DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt (Ausgabe Oktober 1974)

Anlage 3

- Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiele –
- und

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt (Ausgabe September 1974)

Anlage 4

- Baugrund; Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiel –

werden als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

2. Bei Anwendung der Norm DIN 4017 Blatt 1 (Ausgabe September 1974) und Blatt 2 (Vornorm; Ausgabe September 1970) ist folgendes zu beachten:

Alle Rechenwerte für die maßgebende Scherfestigkeit sind durch Baugrundgutachten festzulegen.

3. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBl. NW. 2323), ist in Abschnitt 5.1 wie folgt zu ergänzen:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt		
			als	durch RdErl. v.	Fundstelle
1	2	3	4	5	6
4017 Blatt 1	September 1974	Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen	R	9. 9. 1975	MBL. NW. S. 1734 SMBl. NW. 232340
4017 Blatt 2 Vornorm	September 1970	Baugrund; Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen; Empfehlungen	R	9. 9. 1975	MBL. NW. S. 1734 SMBl. NW. 232340
4017 Blatt 1 Beiblatt	Oktober 1974	Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiele	H	9. 9. 1975	MBL. NW. S. 1734 SMBl. NW. 232340
4017 Blatt 2 Beiblatt	September 1974	Baugrund; Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiel	H	9. 9. 1975	MBL. NW. S. 1734 SMBl. NW. 232340

4. Weitere Stücke der Normblätter DIN 4017 Blatt 1, DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt und DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt können beim Beuth Verlag GmbH, 1 Berlin 30, Burggrafenstraße 4–7, und 5 Köln 1, Kamekestraße 2–8, bezogen werden.

DK 624.151.5.042

DEUTSCHE NORMEN

September 1974

Baugrund Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen	DIN 4017 Blatt 1
--	---

Mit DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt
Ersatz für DIN 4017 Blatt 1
(Vornorm), Ausgabe März 1965

Diese Norm entstand in mehrjährigen Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Sie entspricht dem heutigen Stand der Erkenntnisse. Die angegebenen Verfahren liegen auf der sicheren Seite.

In dieser Norm sind die von außen auf ein Stützbauwerk einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Nach der „Ausführungsverordnung zum Gesetz über Einheiten im Meßwesen“ vom 26.6.1970 dürfen die bisher üblichen Krafteinheiten Kilopond (kp) und Megapond (Mp) nur noch bis zum 31.12.1977 benutzt werden. Bei der Umstellung auf die gesetzliche Krafteinheit Newton (N) ($1 \text{ kp} = 9,80665 \text{ N}$) sind im Rahmen des Anwendungsbereiches dieser Norm für $1 \text{ Mp} = 10 \text{ kN}$, für $1 \text{ Mp/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$ und für $1 \text{ Mp/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$ zu setzen. Diese Angaben sind im Text vorliegender Norm in Klammern hinzugefügt.

Erläuterungen und Berechnungsbeispiele zu dieser Norm siehe DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt

Inhalt

1. Geltungsbereich	
2. Zweck	
3. Begriff	
4. Anwendung	
5. Unterlagen	
6. Ansatz der äußeren Kräfte	
7. Vereinfachung des Schichtenbildes	
8. Maßgebende Scherfestigkeit	
9. Berechnungsverfahren	
9.1. Vereinfachte Verfahren	
9.1.1. Rechnerisches Verfahren	
9.1.2. Zeichnerisches Verfahren	
9.2. Verfeinerte Verfahren	
10. Tragfähigkeitsbeiwerte	
11. Formbeiwerte	
12. Sicherheit	

Frühere Ausgaben: 3.65

Änderung September 1974:
Vornormcharakter aufgehoben. Fachausdrücke, Formelzeichen an DIN 4015 angepaßt; Aufnahme von Reibungswinkeln für nichtbindige Böden (siehe Tabelle 1), die den Berechnungen auch ohne genaue Laborversuche zugrunde gelegt werden dürfen.

1. Geltungsbereich

Diese Norm gilt für lotrecht mittig belastete Flachgründungen mit geringer Gründungstiefe t und mit der Gründungsbreite b (siehe Bild 1), bei denen die Fundamente als starr angenommen werden können. Die Sohlfläche wird als waagerechte Ebene vorausgesetzt.

Anmerkung: Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm).

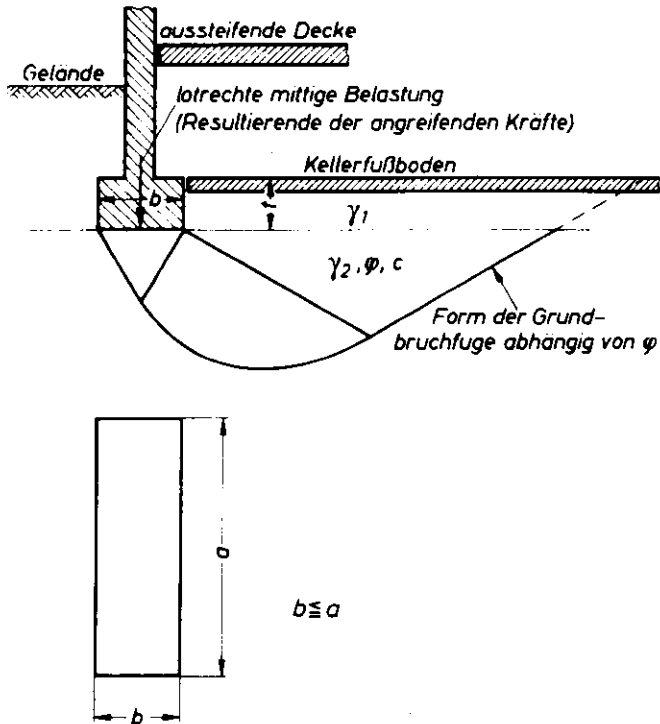


Bild 1. Grundbruch unter einem lotrecht und mittig belasteten Grundkörper bei einheitlicher Schichtung im Bereich des Gleitkörpers

2. Zweck

Diese Norm soll eine einfache und einheitliche Grundlage für Grundbruchberechnungen von Flachgründungen geben. Sie befaßt sich mit den Berechnungsgrundlagen und Berechnungsverfahren, die zur Ermittlung der Bruchlast in der Gründungsfuge führen. Sie gibt die einzusetzende Sicherheit an.

Von dieser Norm darf in besonderen Fällen abgewichen werden, wenn auf Grund genauer Feststellungen der Beschaffenheit des Baugrunds und sorgfältiger Berechnung nachgewiesen wird, daß ausreichende Standsicherheit des Bauwerks gesichert ist.

3. Begriff

Ein Grundbruch tritt ein, wenn ein Gründungskörper so stark belastet wird, daß sich unter ihm im Untergrund mehr oder weniger ausgeprägte Gleitbereiche bilden, in denen der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird; die dabei aufgenommene Last ist die Bruchlast. Bei der Darstellung der Lastsetzungslinie kommt dies dadurch zum Ausdruck, daß die Kurve sich einer lotrechten oder steil abfallenden Tangente nähert. Ein Grundbruch kann auch eintreten, wenn bei gleichbleibender Last der Scherwiderstand des Bodens abnimmt oder eine seitliche Auflast entfernt wird.

4. Anwendung

Grundbruchberechnungen sind nur durchzuführen, wenn die zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054 überschritten oder wenn sie in DIN 1054 verlangt werden. Sie können besonders bei Gründungskörpern mit geringer Gründungstiefe oder Gründungsbreite oder bei Böden mit geringem Scherwiderstand erforderlich werden. Wegen der vereinfachten Annahmen und der oft unsicheren Mittelbildung hinsichtlich der Schichtung des Baugrunds und der Bodenbeiwerte kann die Bruchlast nur angenähert ermittelt werden.

5. Unterlagen

Für eine Grundbruchberechnung müssen die folgenden Unterlagen vorhanden sein:

- Angaben über die allgemeine Durchbildung des Bauwerks, die Abmessungen und Tiefe des Gründungskörpers, den Wert und die Art seiner Belastung für die verschiedenen Lastfälle
- Baugrundaufschlüsse nach
 - DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds
 - DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Boden
 - DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels; Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben
 - DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse
- die Kennwerte des Baugrunds, insbesondere der Scherfestigkeit der im Bereich der Gleitfläche anstehenden Bodenarten, bei bindigen Böden für den konsolidierten Zustand (Endstandsicherheit) und den nicht konsolidierten Zustand (Anfangsstandsicherheit).

6. Ansatz der äußeren Kräfte

6.1. Umlagerung der Kräfte

Bei dem Ansatz der äußeren Kräfte darf berücksichtigt werden, daß bei der Annäherung an den Bruchzustand des Baugrunds bei statisch unbestimmt gegründetem System eine Entlastung durch Umlagerung der Kräfte auf nicht ausgenutzte Bauwerksteile stattfinden kann.

6.2. Lastarten

Folgende Lastarten sind zu berücksichtigen:

- lotrechte Lasten nach DIN 1054 oberhalb der Oberkante des Gründungskörpers
- Eigenlast des Gründungskörpers
- Belastung aus Sohlenwasserdruck

7. Vereinfachung des Schichtenbildes

Das Schichtenbild darf im Gleitbereich unter und neben dem Bauwerk (siehe Bild 1) durch eine oder mehrere waagerechte oder geneigte ebene Schichtgrenzen wiedergegeben werden.

8. Maßgebende Scherfestigkeit

Im Interesse der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit sind für jede Schicht die Wichte des feuchten Bodens γ und die Scherfestigkeit möglichst genau festzulegen. Zur Ermittlung der Grundbruchsicherheit ist diejenige Scherfestigkeit der Rechnung zugrunde zu legen, welche die kleinste Bruchlast ergibt.

DIN 4017 Blatt 1

Dies ist bei bindigem (schwach durchlässigem), einfach verdichtetem, wassergesättigtem Boden meist die Scherfestigkeit aus dem „unentwässerten“ Versuch (Anfangsstandsicherheit) mit den Scherparametern c_u und unter Umständen φ_u . Bei stark vorbelastetem Boden ist die Scherfestigkeit aus dem „entwässerten“ Versuch (Endstandsicherheit) mit den Scherparametern c' und φ' (siehe DIN 18 137 Blatt 1 (Vornorm)) einzusetzen. Bei nichtbindigen (stark wasserdurchlässigen) Böden ist

$$c_u = c' = 0 \text{ und } \varphi_u = \varphi' = \varphi.$$

Wenn über die Scherfestigkeit nichtbindiger Böden keine genauen Untersuchungsergebnisse vorliegen, können die empirischen Werte nach Tabelle 1 verwendet werden, durch die der Einfluß der Lagerungsdichte D und der Ungleichförmigkeitszahl U auf den Reibungswinkel φ näherungsweise erfaßt wird (siehe DIN 1054 Beiblatt, Ausgabe November 1969, Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1 und zu Abschnitt 4.2.1.3).

Tabelle 1. Erfahrungswerte für mittlere Reibungswinkel φ bei nichtbindigen Böden (Rechenwerte)

Lagerung	φ 1)
locker 2)	32,5°
mitteldicht	35°
dicht	37,5°

1) Diese Reibungswinkel enthalten im Unterschied zu DIN 1055 Blatt 2, Entwurf Ausgabe Februar 1974, Tabelle 1 keine Abschlüsse zur Berücksichtigung der Inhomogenität des Untergrundes in Verbindung mit den Ungenauigkeiten bei Probeentnahme und Versuchsdurchführung. Diese Einflüsse sind bei den Sicherheiten nach Abschnitt 12 erfaßt.

2) Bei lockerem Boden ist eine Grundbruchuntersuchung erst dann zulässig, wenn die Lagerungsdichte ist:

$D > 0,2$ bei gleichförmigem Boden mit $U < 3$
 $D > 0,3$ bei ungleichförmigem Boden mit $U \geq 3$

9. Berechnungsverfahren

Durch die Grundbruchberechnung wird die Bruchlast in der Sohle ermittelt.

9.1. Vereinfachte Verfahren

9.1.1. Rechnerisches Verfahren

Bei einfacher Bodenschichtung und bei einfachen Grundwasserverhältnissen kann die Grundbruchlast angenähert nach der folgenden Gleichung berechnet werden (siehe Bild 1):

$$P_b = b \cdot a \cdot \sigma_{of} = \underbrace{b \cdot a \cdot c}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{\gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot v_t}_{\text{Gründungstiefe}} + \underbrace{\gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot v_b}_{\text{Gründungsbreite}} \quad (1)$$

Einfluß der Kohäsion Gründungstiefe Gründungsbreite
 Darin bedeuten:

- P_b Grundbruchlast in Mp (kN)
 σ_{of} mittlere Bodenspannung in Mp/m² (kN/m²) in der Gründungsfuge beim Grundbruch
 b Breite des Gründungskörpers bzw. Durchmesser des Kreisfundamentes in m, $b < a$
 a Länge in m des Gründungskörpers
 t geringste Gründungstiefe in m unter Geländeoberfläche bzw. Kellerfußboden
 c Kohäsion des Bodens in Mp/m² (kN/m²)

- λ_c Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der Kohäsion c
 λ_t Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der seitlichen Auflast $\gamma_1 \cdot t$
 λ_b Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der Gründungsbreite b
 v_c Formbeiwert für den Einfluß der Grundrißform (Kohäsionsglied)
 v_t Formbeiwert für den Einfluß der Grundrißform (Tiefenglied)
 v_b Formbeiwert für den Einfluß der Grundrißform (Breitenglied)
 γ_1 Wichte des feuchten Bodens in Mp/m³ (kN/m³) oberhalb der Gründungsohle
 γ_2 Wichte des feuchten Bodens in Mp/m³ (kN/m³) unterhalb der Gründungsohle

9.1.2. Berücksichtigung des Schichtenwechsels

Für eine näherungsweise Berechnung bei verschiedenen Schichten ist entweder die Grundbruchspannung σ_{of} oder die Scherfestigkeit $\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi$ entsprechend dem zu erwartenden Verlauf der Gleitfläche zu interpolieren, wobei σ die Normalspannung in der Gleitfläche ist.

9.1.3. Zeichnerisches Verfahren

Sofern man bei einem Wechsel der Schichten und einem Grundwasserstand im Bereich der Gleitfläche nicht durch Interpolation zwischen zwei Grenzfällen rechnerisch zum Ziele kommt, ist die Bruchlast durch Zeichnen der in Frage kommenden Gleitflächen und deren rechnerische Auswertung für die nach Lage und Form ungünstigste Gleitfläche zu bestimmen.

9.2. Verfeinerte Verfahren

In geeigneten Fällen können verfeinerte Verfahren angewandt werden. Hierzu gehören die rechnerische Untersuchung von Bruchfiguren nach der Plastizitätstheorie und die Auswertung von Probelastungen oder Modellversuchen. In Zweifelsfällen ist ein Baugrundsachverständiger hinzuzuziehen.

10. Tragfähigkeitsbeiwerte

Die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_c , λ_t und λ_b nach Abschnitt 9.1.1 hängen außer vom Reibungswinkel des Bodens von der gewählten Gleitfuge, der Rauigkeit der Gründungskörpersohle und den vereinfachenden Annahmen ab. Sie können Tabelle 2 und Bild 2 entnehmen.

Tabelle 2. Tragfähigkeitsbeiwerte (siehe auch Bild 2)

φ	λ_c	λ_t	λ_b
0°	5,0	1,0	0
5°	6,5	1,5	0
10°	8,5	2,5	0,5
15°	11,0	4,0	1,0
20°	15,0	6,5	2,0
22,5°	17,5	8,0	3,0
25°	20,5	10,5	4,5
27,5°	25	14	7
30°	30	18	10
32,5°	37	25	15
35°	46	33	23
37,5°	58	46	34
40°	75	64	53
42,5°	99	92	83

nommen werden. Da die Beiwerte mit steigendem Reibungswinkel sehr stark anwachsen, ist bei hohen Reibungswinkeln auf eine möglichst genaue Bestimmung von φ besonderer Wert zu legen. Die Ergebnisse werden hierdurch wesentlich beeinflusst.

11. Formbeiwerte

Die Formbeiwerte v_c , v_t und v_b nach Abschnitt 9.1.1 können für die hauptsächlich vorkommenden Grundrisse der Fundamente aus Tabelle 3 entnommen werden.

Tabelle 3. Formbeiwerte

Grundrißform	v_c	v_t	v_b
Streifen	1,0	1,0	1,0
Rechteck	$\frac{v_t \cdot \lambda_t - 1}{\lambda_t - 1}$	$1 + \frac{b}{a} \cdot \sin \varphi$	$1 - 0,3 \cdot \frac{b}{a}$
Quadrat/Kreis	$\frac{v_t \cdot \lambda_t - 1}{\lambda_t - 1}$	$1 + \sin \varphi$	0,7

12. Sicherheit

Die Sicherheit ist nach einem der beiden folgenden Ansätze nachzuweisen.

12.1. Bezugsgröße: Last

Die zulässige Last P_{zul} wird dadurch bestimmt, daß man die Grundbruchlast P_b durch die Grundbruchsicherheit η_p teilt:

$$P_{zul} = \frac{P_b}{\eta_p} \quad (2)$$

Der Wert der Grundbruchsicherheit η_p ist DIN 1054 zu entnehmen.

12.2. Bezugsgröße: Scherbeiwerte

Die zulässige Last P_{zul} wird dadurch bestimmt, daß die Grundbruchlast P_b mit den nachstehenden Scherbeiwerten berechnet wird.

$$\tan \varphi_{zul} = \frac{\tan \varphi}{\eta_r} \quad (3)$$

$$c_{zul} = \frac{c}{\eta_c} \quad (4)$$

Die folgenden Werte dürfen nicht unterschritten werden:

Lastfall nach DIN 1054 Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2	η_r	η_c
1	1,25	2,00
2	1,15	1,50
3	1,10	1,30

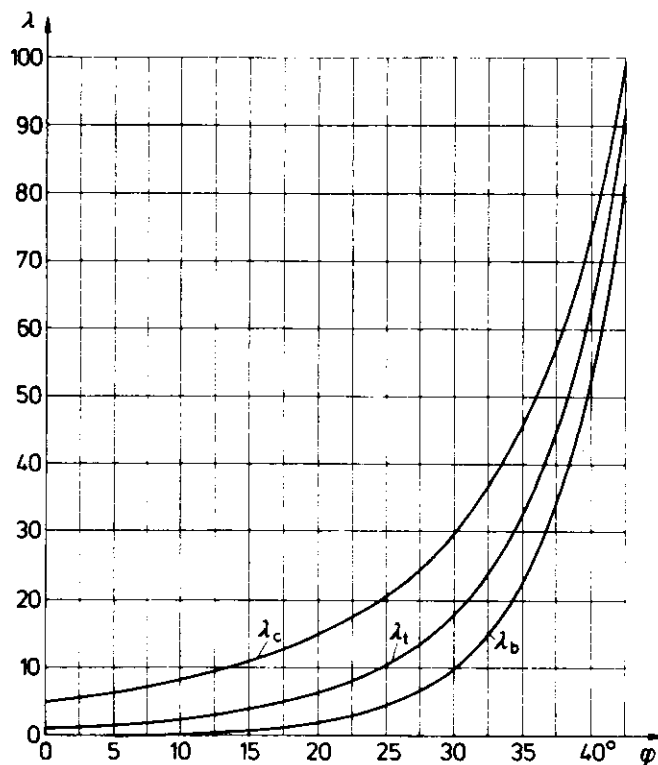


Bild 2. Tragfähigkeitsbeiwerte λ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ

DK 624.151.5.042

DEUTSCHE NORMEN

September 1970

Baugrund
Grundbruchberechnungen
 von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen
 Empfehlungen

Vornorm

DIN
4017
 Blatt 2

Vorbemerkung mit Anwendungs-Warnvermerk auf der letzten Seite dieses Normblattes beachten

Inhalt

- | | | |
|--|--|--|
| 1. Geltungsbereich
2. Zweck
3. Begriff
4. Anwendung | 5. Unterlagen
6. Ansatz der äußeren Kräfte
7. Berechnungsverfahren
7.1. Vereinfachtes Verfahren | 7.2. Verfeinerte Verfahren
8. Sicherheit
8.1. Bezugsgröße: Last
8.2. Bezugsgröße: Scherbeiwerte |
|--|--|--|

1. Geltungsbereich

Die Empfehlungen gelten für außermittig und schräg belastete Flachgründungen mit rechteckigem Grundriß, die besonders bei Stützmauern, Ufermauern und Rahmenstielen, bei Brückenwiderlagern und turmartigen Bauwerken sowie bei Giebelwänden vorkommen (siehe Bild 1).

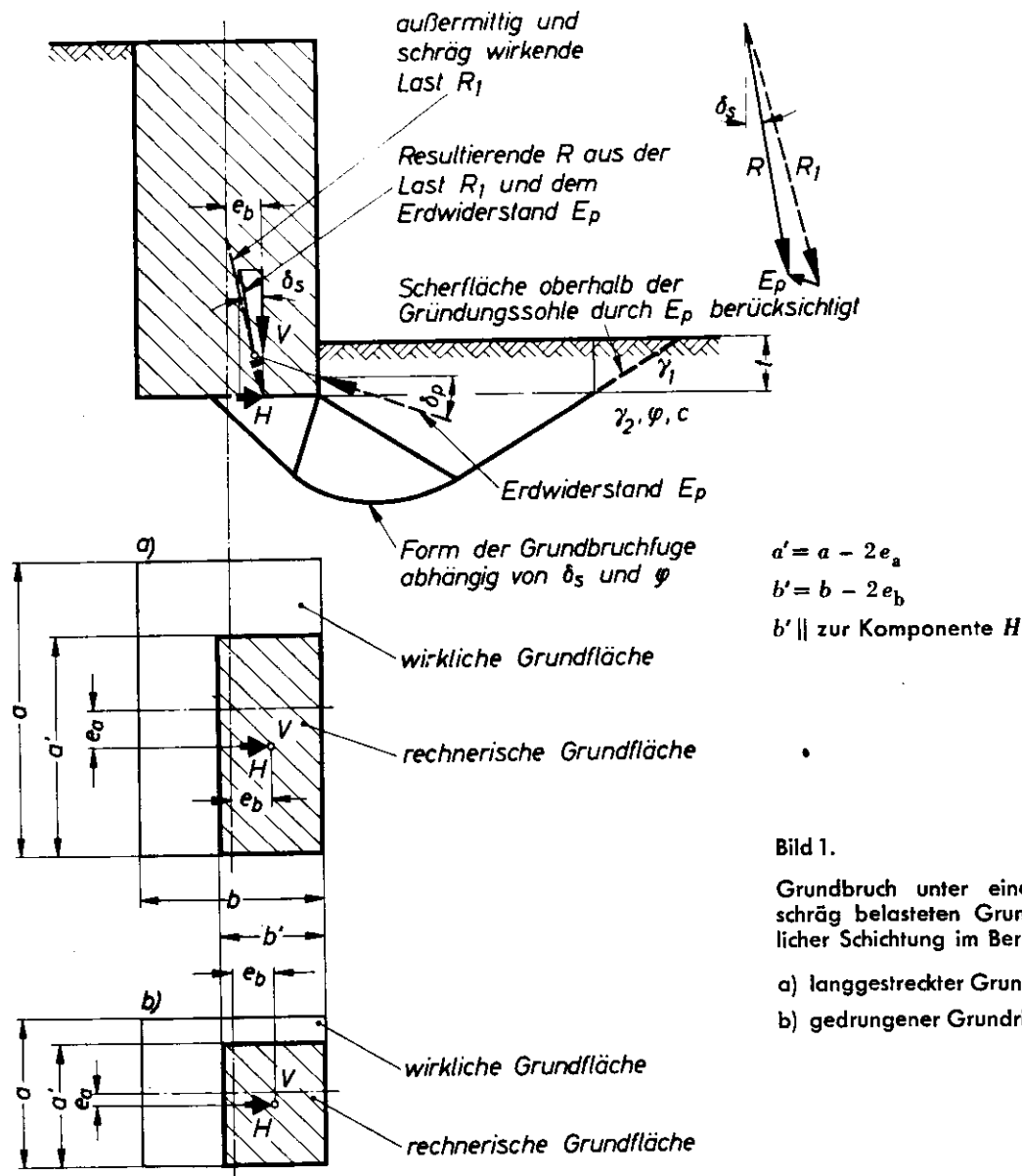


Bild 1.

Grundbruch unter einem außermittig und schräg belasteten Grundkörper bei einheitlicher Schichtung im Bereich des Gleitkörpers

a) langgestreckter Grundriß $a > b$

b) gedrungener Grundriß $a < b$

DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm), Ausgabe März 1965*), bleibt für den vorliegenden Fall mit Ausnahme der Abschnitte 6, 9 und 12 gültig. Ferner ist DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm), Ausgabe März 1965*) ohne Einschränkung anzuwenden, wenn der schräg und außermittig belastete Baukörper durch das Erdreich, durch Aussteifungen, Decken oder andere Bauteile am Verkippen gehindert wird, sich also wie ein lotrecht und mittig belasteter Gründungskörper bewegen muß (siehe DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm), Ausgabe März 1965*), Bild 1).

2. Zweck

Die Empfehlungen sollen eine einfache und einheitliche Grundlage für Grundbruchberechnungen von Flachgründungen geben. Sie befassen sich mit den Berechnungsgrundlagen und Berechnungsverfahren, die zur Ermittlung der Bruchlast in der Gründungsfuge führen. Sie geben die einzusetzende Sicherheit an.

Von diesen Empfehlungen darf in besonderen Fällen abgewichen werden, wenn auf Grund genauer Feststellungen der Beschaffenheit des Baugrundes und sorgfältiger Berechnung nachgewiesen wird, daß ausreichende Standsicherheit des Bauwerkes gesichert ist.

3. Begriff

Ein Grundbruch tritt ein, wenn ein Gründungskörper so stark belastet wird, daß sich unter ihm im Untergrund mehr oder weniger ausgeprägte Gleitbereiche bilden, in denen der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird. Die dabei aufgenommene Last ist die Bruchlast. Bei der Darstellung der Lastsetzungslinie kommt dies dadurch zum Ausdruck, daß die Kurve sich einer lotrechten oder steil abfallenden Tangente nähert. Ein Grundbruch kann auch eintreten, wenn bei gleichbleibender Last der Scherwiderstand des Bodens abnimmt oder eine seitliche Auflast entfernt wird.

Ein Grundbruch kann sowohl bei lotrechter mittlerer als auch bei außermittiger und schräger Belastung der Sohlfuge eintreten. In den letzteren Fällen bilden sich mehr oder weniger ausgeprägte Gleitbereiche nur nach einer Richtung hin aus. Die außermittige wie auch die schräge Belastung hat zur Folge, daß die Grundbruchlast in diesen Fällen gegenüber lotrechter mittlerer Belastung erheblich verringert wird und die Grundbruchgefahr vergrößert wird. Beim Auftreten einer klaffenden Sohlfuge überträgt nur ein Teil des Gründungskörpers die Last auf den Untergrund.

4. Anwendung

Grundbruchberechnungen sind nur durchzuführen, wenn die zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054 überschritten oder wenn sie in DIN 1054 verlangt werden.

Sie können besonders bei Gründungskörpern mit geringer Gründungstiefe oder Gründungsbreite oder bei Böden mit geringem Scherwiderstand erforderlich werden.

Wegen der vereinfachten Annahmen und der oft unsicheren Mittelbildung hinsichtlich der Schichtung des Baugrundes und der Bodenbeiwerte kann die Bruchlast nur angenähert ermittelt werden.

5. Unterlagen

Für eine Grundbruchberechnung müssen die folgenden Unterlagen vorhanden sein:

- Angaben über die allgemeine Durchbildung des Bauwerkes, die Abmessungen und Tiefe des Gründungskörpers, den Wert und die Art seiner Belastung für die verschiedenen Lastfälle

b) Baugrundaufschlüsse nach

DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrundes

DIN 4020 Bautechnische Bodenuntersuchungen; Richtlinien

DIN 4021 Baugrund und Grundwasser; Erkundung, Bohrungen, Schürfe, Probenahme; Grundsätze

DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels; Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben

DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse

- die Kennwerte des Baugrundes, insbesondere der Scherfestigkeit der im Bereich der Gleitfläche anstehenden Bodenarten, bei bindigen Böden für den konsolidierten Zustand (Endstandsicherheit) und den nicht konsolidierten Zustand (Anfangsstandsicherheit).

6. Ansatz der äußeren Kräfte

6.1. Umlagerung der Kräfte

Bei dem Ansatz der äußeren Kräfte darf berücksichtigt werden, daß bei der Annäherung an den Bruchzustand des Baugrundes bei statisch unbestimmt gegründetem System eine Entlastung durch Umlagerung der Kräfte auf nicht ausgenutzte Bauwerksteile stattfinden kann.

6.2. Lastarten

Folgende Lastarten sind zu berücksichtigen:

- lotrechte Lasten nach DIN 1054 oberhalb der Oberkante des Gründungskörpers
- Eigengewicht des Gründungskörpers
- Kraft aus Sohlenwasserdruck
- Kräfte aus Erddruck und seitlichem Wasserdruck. Der Erdwiderstand (siehe Bild 1) darf unter Beachtung der in Abschnitt 8 genannten Sicherheit auf die volle Gründungstiefe z für eine ebene Gleitfläche mit dem Wandreibungswinkel

$$\delta_p = -\frac{1}{2}\varphi$$

φ Scherwinkel in Grad

oder für eine gekrümmte Gleitfläche mit

$$\delta_p = -\frac{2}{3}\varphi$$

eingesetzt werden, wenn gewährleistet ist, daß der den Erdwiderstand erzeugende Boden weder dauernd noch vorübergehend entfernt wird und daß die für die Aktivierung notwendige Verschiebung ohne schädliche Auswirkungen für das Bauwerk eintreten kann. Bei der Ermittlung des Neigungswinkels δ_p der Resultierenden darf der Erdwiderstand nur bis zum Wert der ihn hervorgerufenen waagerechten Kräfte berücksichtigt werden.

- sonstige waagerechte Kräfte am Bauwerk und am Gründungskörper.

*) Ersetzt durch DIN 4017 Blatt 1 (Ausgabe September 1974).

DIN 4017 Blatt 2

7. Berechnungsverfahren

Durch die Grundbruchberechnung wird die Bruchlast in der Sohle ermittelt. Vor der Grundbruchuntersuchung ist zu prüfen, ob in der Sohlfuge die Gleitsicherheit nach DIN 1054 vorhanden ist.

7.1. Vereinfachtes Verfahren

Bei einfacher Bodenschichtung und bei einfachen Grundwasserverhältnissen kann die lotrechte Komponente der Bruchlast angenähert nach der folgenden Gleichung berechnet werden (siehe Bild 1), wobei φ und c nach DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm)*, Abschnitt 8, einzusetzen sind.

$$V_b = F' \cdot p_b = a' \cdot b' \cdot p_b \quad (1a)$$

wobei b' stets die kleinere Seite der rechnerischen Grundfläche ist und bei schräger Belastung die waagerechte Komponente H parallel zu b' verlaufen muß.

$$p_b = \underbrace{(c \cdot \lambda_c \cdot \alpha_c \cdot \nu'_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \alpha_t \cdot \nu'_t)}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{\gamma_2 \cdot b' \cdot \lambda_b \cdot \alpha_b \cdot \nu'_b}_{\text{Gründungstiefe}} + \underbrace{\gamma_2 \cdot b' \cdot \lambda_b \cdot \alpha_b \cdot \nu'_b}_{\text{Gründungsbreite}} \quad (1b)$$

Darin bedeuten:

V_b lotrechte Komponente der Grundbruchlast in Mp

p_b mittlere lotrechte Bodenpressung in Mp/m² in der rechnerischen Grundfläche beim Grundbruch

$F' = a' \cdot b'$ rechnerische Grundfläche in m²

a' rechnerische Länge in m für den in Richtung der Seite a außermittig belasteten Gründungskörper mit der Länge a nach Abschnitt 7.1.2

b' rechnerische Breite in m für den schräg in der Richtung der Seite b außermittig belasteten Gründungskörper mit der Breite b nach Abschnitt 7.1.2

c Kohäsion des Bodens in Mp/m²

t geringste Gründungstiefe in m unter Geländeoberfläche in Krafrichtung oder in Richtung der Außermittigkeit

λ_c Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der Kohäsion c nach DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm)*

λ_t Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der seitlichen Auflast $\gamma_1 \cdot t$ nach DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm)*

λ_b Tragfähigkeitsbeiwert für den Einfluß der Gründungsbreite b nach DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm)*

$\alpha_c, \alpha_t, \alpha_b$ Neigungsbeiwerte nach Abschnitt 7.1.1

ν'_c, ν'_t, ν'_b Formbeiwerte abhängig von $b'/a' < 1$ entsprechend den Beiwerten ν nach DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm)*

γ_1 wirksame Rohwichte in Mp/m³ des Bodens oberhalb der Gründungssohle

γ_2 wirksame Rohwichte in Mp/m³ des Bodens unterhalb der Gründungssohle

7.1.1. Neigungsbeiwerte

Die Neigungsbeiwerte hängen hauptsächlich von der Neigung der Resultierenden der äußeren Kräfte zur Lotrechten auf der Sohlfuge $\tan \delta_s = H/V$ ab. Da die Beiwerte mit zunehmendem Neigungswinkel der Last stark abnehmen, ist auf eine möglichst genaue Bestimmung dieser Winkel, d. h. im wesentlichen der waagerechten Kräfte, Wert zu legen.

Bei der Berechnung der Neigungsbeiwerte kann folgendermaßen verfahren werden:

a) für den Fall $\varphi_u = 0; c_u \neq 0$:

Neigungsbeiwert α_t für den Einfluß der Tiefe

$$\alpha_t = 1$$

Neigungsbeiwert α_c für den Einfluß der Kohäsion

$$\alpha_c = 0,5 + 0,5 \left[1 - \frac{H_b}{F' \cdot c_u} \right]$$

Bei der Bemessung von Fundamenten für gegebene Lasten und Bodenkennwerte muß F' von vornherein so gewählt werden, daß der Ausdruck

$$\frac{H_b}{F' \cdot c_u} \leq 1$$

ist.

b) Für den Fall $\varphi \neq 0; c = 0$:

Neigungsbeiwert α_t für den Einfluß der Tiefe

$$\alpha_t = \left(1 - 0,7 \frac{H_b}{V_b + F' \cdot c \cdot \cot \varphi} \right)^3$$

Darin bedeuten:

$H_b = \eta_p \cdot H$ (waagerechte Bruchlast)

$V_b = \eta_p \cdot V$ (lotrechte Bruchlast)

Neigungsbeiwert α_b für den Einfluß der Breite

$$\alpha_b = \left(1 - \frac{H_b}{V_b + F' \cdot c \cdot \cot \varphi} \right)^3$$

Neigungsbeiwert α_c für den Einfluß der Kohäsion

$$\alpha_c = \alpha_t - \frac{1 - \alpha_t}{\lambda_t - 1}$$

Soweit α von dem Wert der Bruchlast abhängig ist, muß die Sicherheit η_p entweder nach Abschnitt 8.1 zunächst geschätzt und die Bruchlast nach Gleichung (1) durch Probieren bestimmt oder bei der Berechnung nach Abschnitt 8.2 gleich 1 gesetzt werden.

c) Für den Fall $\varphi \neq 0; c = 0$:

Neigungsbeiwert α_t für den Einfluß der Tiefe

$$\alpha_t = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta_s)^3$$

Neigungsbeiwert α_b für den Einfluß der Breite

$$\alpha_b = (1 - 1,0 \cdot \tan \delta_s)^3$$

7.1.2. Berücksichtigung der Außermittigkeit

Außermittig belastete Streifengründungen oder Gründungskörper mit rechteckiger Grundfläche können wie mittig belastete Fundamente mit einer rechnerischen Breite b' bzw. rechnerischen Länge a' berechnet werden.

Versteht man unter e_a und e_b die Abstände der Resultierenden von den Mittelachsen des Gründungskörpers, so erhält man die rechnerische Breite b' bzw. die rechnerische Länge a' zu:

$$a' = a - 2 e_a$$

$$b' = b - 2 e_b$$

7.1.3. Berücksichtigung des Schichtenwechsels

Für eine näherungsweise Berechnung bei verschiedenen Schichten sind entweder die Bruchspannungen p_b oder die Scherfestigkeiten c und σ $\tan \varphi$ entsprechend dem zu erwartenden Verlauf der Gleitfläche zu interpolieren.

*) Ersetzt durch DIN 4017 Blatt 1 (Ausgabe September 1974).

7.1.4. Berücksichtigung einer schrägen Sohlfuge

Eine schräge Sohlfuge dient der Erhöhung der Gleitsicherheit. Für die Grundbruchberechnung kann sie näherungsweise dadurch berücksichtigt werden, daß durch den tiefsten Punkt des Fundaments eine waagerechte Sohlfuge gelegt wird.

7.2. Verfeinerte Verfahren

In geeigneten Fällen können verfeinerte Verfahren angewandt werden. Hierzu gehören die rechnerische Untersuchung von Bruchfiguren nach der Plastizitätstheorie und die Auswertung von Probelastungen oder Modellversuchen. In Zweifelsfällen ist ein Baugrundsachverständiger hinzuzuziehen.

8. Sicherheit

Die Sicherheit ist nach einem der beiden folgenden Ansätze nachzuweisen.

8.1. Bezugsgröße: Last

Die zulässige lotrechte Komponente V_{zul} der angreifenden äußeren Kräfte wird dadurch bestimmt, daß man die Grundbruchlast V_b durch die Sicherheit η_p teilt:

$$V_{zul} = \frac{V_b}{\eta_p} \quad (2)$$

Der Wert der Sicherheit η_p ist DIN 1054 zu entnehmen. Der Erdwiderstand darf höchstens mit

$$E_{p\,zul} = \frac{E_p}{\eta_p} \quad (3)$$

eingesetzt werden.

8.2. Bezugsgröße: Scherbeiwerte

Die zulässige lotrechte Komponente V_{zul} der angreifenden äußeren Kräfte wird dadurch bestimmt, daß die Grundbruchlast V_b mit den nachstehenden Scherbeiwerten berechnet wird.

$$\tan \varphi_{zul} = \frac{\tan \varphi}{\eta_r} \quad (4)$$

$$c_{zul} = \frac{c}{\eta_c} \quad (5)$$

Die folgenden Werte dürfen nicht unterschritten werden:

Lastfall nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2	η_r	η_c
1	1,25	2,00
2	1,15	1,50
3	1,10	1,30

Erd- und Erdwiderstandskräfte müssen hierbei unter Verwendung von φ_{zul} und c_{zul} berechnet werden.

Eine Vornorm ist eine Norm, zu der noch Vorbehalte hinsichtlich der Anwendung bestehen. Es soll versuchsweise danach gearbeitet werden.

Diese Norm entstand in mehrjährigen Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Sie entspricht dem heutigen Stand der Erkenntnisse. Die angegebenen Verfahren liegen auf der sicheren Seite.

Es ist beabsichtigt, bis zum 31. Dezember 1973 zu prüfen, ob neue Erkenntnisse oder die Erfahrung der Praxis Änderungen oder Ergänzungen erforderlich machen.

Gebeten wird, praktische Erfahrungen mit dieser Vornorm dem Fachnormenausschuß Bauwesen, 8600 Bamberg, Postfach 4043, mitzuteilen.

In dieser Norm sind die von außen auf eine Gründung einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet. Nach der „Ausführungsverordnung zum Gesetz über Einheiten im Meßwesen“ vom 26. Juni 1970 dürfen die bisher üblichen Krafteinheiten Kilopond (kp) und Megapond (Mp) nur noch bis zum 31. Dezember 1977 benutzt werden. Bei der Umstellung auf die gesetzliche Krafteinheit Newton (N) (1 kp = 9,80665 N) kann im Rahmen des Anwendungsbereiches dieser Norm 1 kp $\approx$ 1 daN oder 1 MP $\approx$ 10 kN gesetzt werden.

Baugrund
Grundbruchberechnungen
 von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen
 Erläuterungen und Berechnungsbeispiele

DIN
4017
 Blatt 1 Beiblatt

Mit DIN 4017 Blatt 1
 Ersatz für DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm),
 Ausgabe März 1965

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe September 1974 der Norm DIN 4017 Blatt 1. Sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm möglichst auszuschließen.

Sie sind von Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Zweck, Karlsruhe, unter Benutzung der dem Arbeitsausschuß „Berechnungsverfahren“ der FNBau Arbeitsgruppe „Baugrund“ und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau von den einzelnen Mitarbeitern, insbesondere der Herren Dr.-Ing. Muhs, Dr.-Ing. Bendel, Dr.-Ing. Kany und Dipl.-Ing. Wullimann als Mitglieder des Unterausschusses zur Neufassung von DIN 4017 Blatt 1 gegebenen Anregungen aufgestellt.

In diesem Normblatt sind die von außen auf ein Fundament einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Erläuterungen
2. Schrifttum
3. Entwürfe von Berechnungsbeispielen

1. Erläuterungen

Zu Abschnitt 1 Geltungsbereich

Die Angaben der Norm beziehen sich auf doppelt symmetrische Grundrisse, bei denen die mittige Belastung im Schwerpunkt angreift (siehe DIN 1054 Beiblatt, Erläuterungen). Eine lotrecht mittige Belastung liegt auch bei Mauern mit Erddruckbelastung vor, wenn die waagerechten Kräfte durch entsprechende Aussteifung aufgenommen werden (siehe Bild 1 von DIN 4017 Blatt 1). In der vorliegenden Norm werden nur diejenigen Fälle behandelt, bei welchen die Gleitbereiche die Geländeoberfläche erreichen, die Scherkräfte in dem seitlichen Boden zwischen Gelände und Gründungssohle aber vernachlässigt werden können. Sie gilt nicht für Pfahlgründungen und in der Regel nicht für tiefe Flächengründungen, sondern nur für Grundkörper, die flach in einer tragfähigen Schicht gegründet sind. Flachgründung im Sinne dieser Norm ist auch eine tiefe Bauwerksgründung, wenn der Grundbruch zur Kellersohle hin auftreten kann.

Nach Terzaghi [23] kann man in homogenem Boden mit Flachgründungen rechnen, wenn die Einbindetiefe im Boden kleiner als die Breite des Grundkörpers ist. Bei größeren Tiefen geben die hier vorgeschlagenen Berechnungen unter den oben genannten Voraussetzungen zu kleine Werte.

Bei geneigter Sohlfläche (mit mäßiger Neigung) ist die Berechnung für eine Ersatzgründungsfläche in Höhe des Tiefpunktes der Grundfläche über deren Projektion durchzuführen. Die vorliegende Norm gilt nicht für Gelände- und Böschungsbrüche (siehe Bilder 1 und 2).

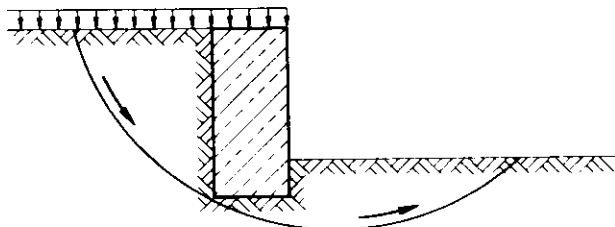


Bild 1. Geländebruch

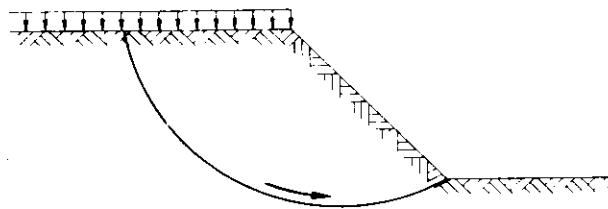


Bild 2. Böschungsbruch

Frühere Ausgaben:
 DIN 4017 Blatt 1: 3.65

Änderung Oktober 1974:
 Gegenüber DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) Erläuterungen neu bearbeitet und durch Aufnahme von Berechnungsbeispielen ergänzt.

Zu Abschnitt 3 Begriff

Beim Grundbruch sinkt das Bauwerk in den Boden ein, meist unter gleichzeitigem Schiefstellen, wobei der Boden auf der Seite des Grundbruchs auswölbt. Dabei kann der Bruch in einer gekrümmten Gleitfläche entstehen oder ein seitliches Verdrängen des Bodens eintreten. Der Berechnung wird zur Vereinfachung der erste Fall (Bruch in einer gekrümmten Gleitfläche) zugrunde gelegt. Der andere Fall ist näherungsweise mit erfaßt.

Von einer bestimmten Bauwerkslast an bilden sich im Boden Fließbereiche, die an den Bauwerksrändern beginnen, sich bei einer weiteren Belastungssteigerung ausdehnen und schließlich ineinander übergehen. Innerhalb dieser Fließbereiche entsteht dann der Grundbruch. Hiervon ausgehend ist verschiedentlich versucht worden, die zulässige Belastung des Baugrunds bei bestimmten Spannungszuständen festzulegen, bei dem sich z. B. gerade an den Rändern örtliche Fließbereiche bilden (kritische Randspannung von Fröhlich) oder die entstehenden Fließbereiche berühren. Hierbei sind die Spannungen nach der Elastizitätstheorie berechnet worden ohne Rücksicht darauf, daß sich bei der Entstehung von Fließbereichen die Spannungsverteilung im Untergrund so ändert, daß sie unter den zugrunde gelegten Annahmen nicht mehr richtig ermittelt wird. Die Spannungsverteilung hängt außerdem von der Sohldruckverteilung ab. Die bei einer solchen Berechnung gewöhnlich angenommene rechteckige Sohldruckverteilung gilt aber nicht mehr für biegesteife Bauwerke, wie sie im allgemeinen vorliegen. Aus diesen Gründen kann die Festlegung der zulässigen Belastung nicht nach Verfahren empfohlen werden, bei denen von Fließbereichen ausgegangen wird.

Bei der Berechnung des Grundbruchs wird der Boden im Zustand des Bruchs untersucht. Die Bruchlast kennzeichnet den tatsächlichen Bruch des Bodens (lotrechte Tangente der ideellen Lastsetzungslinie) in gleicher Weise, wie es in der Festigkeitslehre allgemein der Fall ist. Auf die Werte der dabei auftretenden Setzungen wird nicht eingegangen. Die bis zum Auftreten des Grundbruchs sich einstellenden Setzungen können bei bindigen undurchlässigen Böden bei schneller Belastung infolge ihrer Volumenbeständigkeit gering, bei anderen Böden aber recht groß sein.

Nicht selten, z. B. in weichen bindigen Böden und lockeren nichtbindigen Böden, kommt es wegen des andauernden

Einsinken des Bauwerks vor, daß die Lastsetzungslinie keine annähernd lotrechte Tangente besitzt und die Bruchlast nicht genau definiert werden kann. Für solche Fälle gibt es andere Definitionen der Bruchlast.

Zu Abschnitt 4 Anwendung

In praktischen Fällen wird es zudem nötig sein, neben der Bruchlast für den Boden die Grenzlast für das Bauwerk zu bestimmen. Die Grenzlast ist diejenige Last, welche der Baugrund im Hinblick auf ein bestimmtes Bauwerk verträgt, ohne die Standsicherheit und die Zweckbestimmung des Bauwerks zu gefährden. Die Grenzlast hängt deshalb von den zulässigen Setzungen des Bauwerks ab. Wenn sie kleiner ist als die durch den Sicherheitsfaktor dividierte Bruchlast, ist sie für die Beurteilung einer Gründung maßgebend.

Die vor dem Bruch entstehenden Setzungen können nach DIN 4019 Blatt 1 berechnet werden.

Bei der Ermittlung der zulässigen Bodenpressungen von lotrecht mittig belasteten Flächengründungen ist, wie es in DIN 1054 ausgeführt wird, nachzuweisen, daß die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind und eine Sicherheit gegen Grundbruch vorhanden ist. Nach der Ermittlung der Bruchlast und der zulässigen Bodenspannung durch eine Grundbruchberechnung ist deshalb stets als weiteres Kriterium der Nachweis zu führen, daß die für das Bauwerk als zulässig anzusehenden Setzungen nicht überschritten werden.

Zu Abschnitt 5 Unterlagen

Bodenuntersuchungen zur Bestimmung der Kenngrößen des Baugrunds sind für diejenigen Schichten durchzuführen, in welchen der Grundbruch eintreten kann. Es kann damit gerechnet werden, daß der tiefste Punkt der Gleitfläche in einer Tiefe t_{g1} unter Bauwerkssohle liegt, die etwa der 1- bis 2,5fachen Gründungsbreite entspricht (siehe Bilder 3 und 4). Hierbei gilt der größere Wert für Böden mit größerer Reibung. Die Untersuchungen haben sich aber nicht nur auf den Bodenbereich unter dem Bauwerk, sondern auch auf den Boden daneben so weit und so tief zu erstrecken, wie dieser durch den Grundbruch in Anspruch genommen wird (siehe Bild 3). Bild 3 und Bild 4 geben hierfür die obere Grenze an.

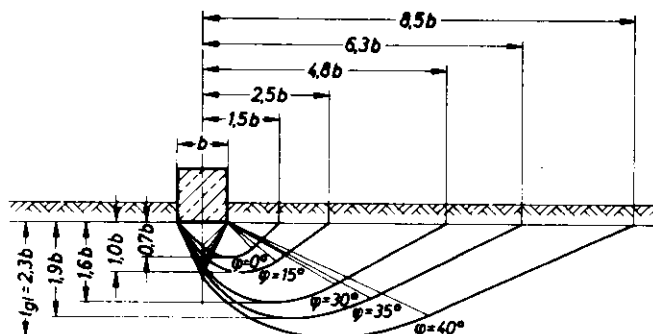
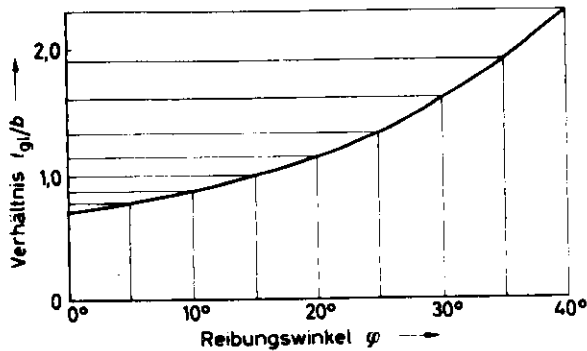


Bild 3. Ungünstigste Lage der Bruchfläche bei verschiedenen großen Reibungswinkeln in homogenem Boden

DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt

Bild 4. Beziehung zwischen Reibungswinkel φ und dem Verhältnis t_g/b

Als Unterlagen für die Scherfestigkeit dienen die Schergeraden aus Versuchen für den entwässerten und unentwässerten Bodenzustand (siehe DIN 18 137 Blatt 1 (Vornorm)). Die Scherparameter für den wirksamen Reibungswinkel φ' und die etwaige wirksame Kohäsion c' gelten demnach für einen Zustand, bei dem der Boden nach seiner Konsolidation unter den Bauwerkslasten langsam auf Scheren beansprucht wird (Endzustand). Die Werte für die Kohäsion c_u und den etwaigen Reibungswinkel φ_u gelten für einen Zustand, bei welchem der Boden im Verhältnis zu seiner Wasserdurchlässigkeit schnell belastet wird und dabei auf Scheren beansprucht ist (Anfangszustand). Bei wassergesättigtem Ton ist $\varphi_u = 0$.

Bei nichtbindigen Böden gibt es nur die Scherdiagramme für den „entwässerten“ Scherversuch, da hier wegen der verhältnismäßig großen Durchlässigkeit die Porenwasserüberdrücke schnell verschwinden. Bei dicht gelagerten, nichtbindigen und auch vorbelasteten, festen, bindigen Böden fällt nach dem Bruch beim Gleiten die Scherfestigkeit ab. Da aber wegen des gewählten Sicherheitsbeiwertes kein Gleiten auftritt, soll die Schergerade des Bruchzustands der Berechnung zugrunde gelegt werden. Bei locker gelagerten, nichtbindigen und weichen, bindigen Böden entfällt diese Betrachtung, da die Scherfestigkeit beim Bruch gleich derjenigen beim Gleiten ist.

Zu Abschnitt 6 Ansatz der äußeren Kräfte

Eine Umlagerung der Kräfte auf nicht ausgenutzte Bauwerksteile kann z. B. bei statisch unbestimmten Systemen bei geringer Tragfähigkeit des Bodens unter einem Stützentel dadurch auftreten, daß andere Gründungsteile stärker zur Kraftübertragung herangezogen werden und damit ein Ausgleich in den Bodenbelastungen herbeigeführt wird, ohne daß die Konstruktion dadurch unzulässig hoch beansprucht wird.

In Bild 5 sind die oberhalb der Oberkante des Gründungskörpers wirkende Kraft P , die Eigenlast des Gründungskörpers G_1 mit der dazugehörigen Erd- und Wasserauflast $G_2 + W$, der Sohlenwasserdruck und die wirksame mittlere Sohlspannung eingezeichnet. Der Sohlenwasserdruck, der als äußere Spannung in die Berechnung einzuführen ist, ist der in der Sohlfläche wirkende Wasserdruck, der sich aus dem hydrostatischen Druck ergibt. Die Kraft aus dem Sohlenwasserdruck ist nicht immer gleich dem Auftrieb. Ein solcher Fall ist z. B. in Bild 5 dargestellt, wo der Grundkörper unterhalb des Grundwasserspiegels nach oben kleiner wird, und dadurch der Sohlenwasserdruck größer ist als der Auftrieb, der gleich der Last der durch das Bauwerk verdrängten Wassermenge ist.

Während bei Setzungsberechnungen von Bauwerken auf bindigen Böden die vorübergehend wirkenden Lasten in

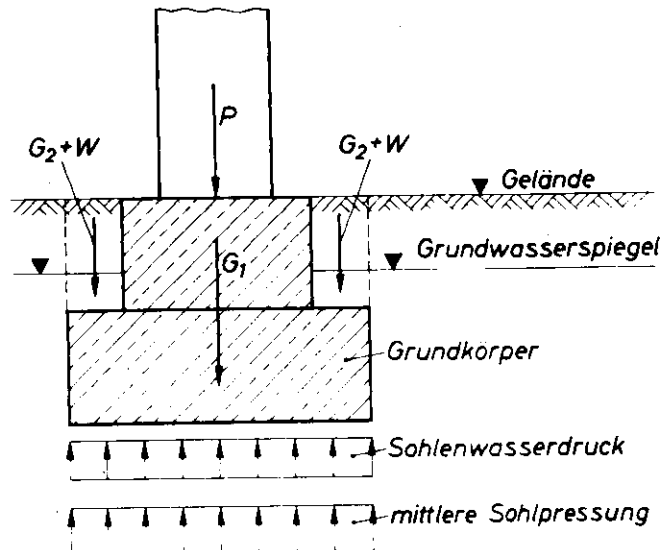


Bild 5. Ansatz der Kräfte auf ein Fundament

der Rechnung unberücksichtigt bleiben, sind für die Grundbruchberechnungen bei allen Bodenarten auch vorübergehend wirkende Lasten zu erfassen.

Dynamische Belastungen, z. B. durch Erschütterungen oder Erdbeben, können eine erhebliche Verringerung der Grundbruchsicherheit bringen. Die vorliegende Norm gilt nicht für diese Fälle.

Der ungünstigste Lastfall für die Grundbruchsicherheit tritt bei größter Sohlspannung und kleinster Eigenlast des Bodens auf. Da der Grundwasserstand beide Größen beeinflusst, muß dieser bei der Festlegung des ungünstigsten Lastfalles berücksichtigt werden. Mit steigendem Grundwasserstand nimmt die Eigenlast des Bodens und damit die Grundbruchsicherheit ab. Steigt das Grundwasser über die Gründungssohle, so wird einmal die Sohlspannung um den auftretenden Sohlenwasserdruck andererseits die seitliche Erdauflast in Höhe der Gründungssohle vermindert.

Bei der Berechnung der Anfangsstandsicherheit von einfach verdichtetem oder gering überverdichtetem Boden, bei dem φ_u sehr klein ist, tritt der ungünstigste Fall im allgemeinen dann ein, wenn der Grundwasserstand in Höhe der Fundamentsohle liegt. Bei Berechnung der Endstandsicherheit, bei der der Reibungswinkel φ' größere Werte hat, nimmt die Sicherheit mit steigendem Grundwasserstand ab.

Zu Abschnitt 7 Vereinfachung des Schichtenbildes

Angaben über die Berechnung der Grundbruchlast bei geschichteten Böden sind in den Erläuterungen zu Abschnitt 9 gegeben.

Eine Zusammenfassung von verschiedenen Bodenarten zu einer Schicht ist möglich, wenn die Scherbeiwerte und Wichten nicht stark voneinander abweichen.

Zu Abschnitt 8 Maßgebende Scherfestigkeit

Die Genauigkeit der Grundbruchberechnung hängt wesentlich von der richtigen Ermittlung der Scherbeiwerte ab. Dies gilt besonders für Böden mit Reibungswinkeln größer als 25° , da hier die Tragfähigkeitsbeiwerte mit steigendem Reibungswinkel sehr stark anwachsen (siehe Bilder 6, 7 und 8).

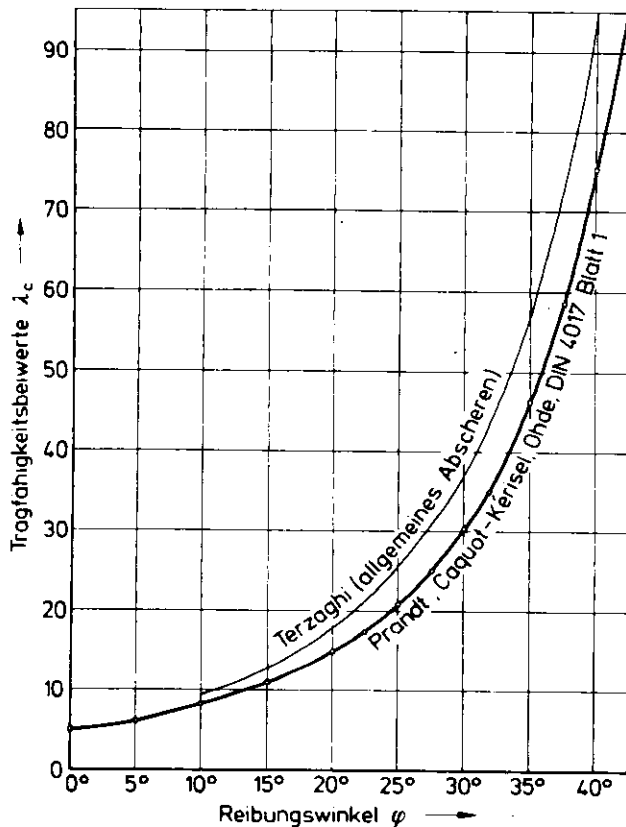


Bild 6. Tragfähigkeitsbeiwerte λ_c für den Einfluß der Kohäsion

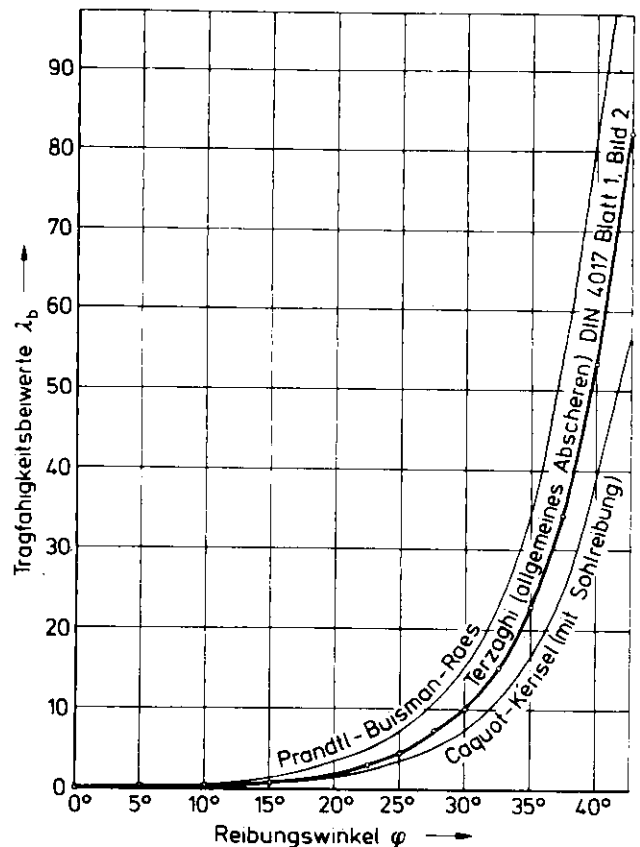


Bild 8. Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b für den Einfluß der Bauwerksbreite

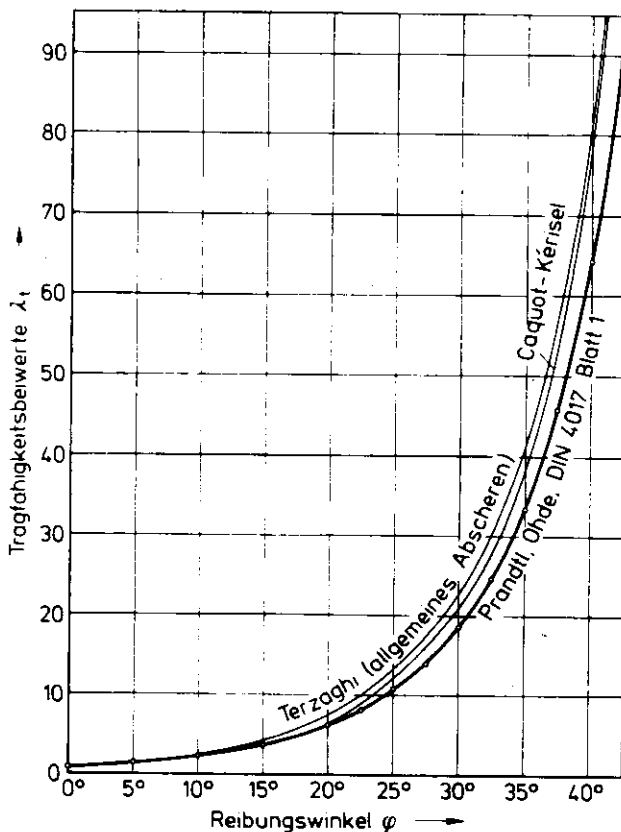


Bild 7. Tragfähigkeitsbeiwerte λ_t für den Einfluß der Gründungstiefe

Bei nichtbindigen Böden hängt der Reibungswinkel außer von ihrem Kornaufbau und der Kornrauigkeit von ihrer Lagerungsdichte ab. Er wächst etwa gradlinig mit abnehmender Porenzahl. Zwischen dem Reibungswinkel und der Porenzahl besteht etwa die Beziehung $\tan \varphi = K/e$. K ist eine Konstante, die zwischen 0,4 und 0,6 liegt, und e ist die Porenzahl. Je Prozent Porenvolumenabnahme kann mit etwa 1° Erhöhung des Reibungswinkels gerechnet werden.

Für nichtbindige Böden können die Reibungswinkel nach Tabelle 1 der Norm gewählt werden. Die Bezeichnungen der Lagerungsdichte $D = (n_{\max} - n) / (n_{\max} - n_{\min})$ sind entsprechend DIN 1054 angegeben, wonach bei gleichförmigen Böden ($U < 3$) eine mitteldichte Lagerung bei Werten D von 0,3 bis 0,5 und bei ungleichförmigen Böden ($U \geq 3$) von 0,45 bis 0,75 vorliegt.

Da in den meisten Fällen eine Entnahme von ungestörten Sand- und Kiesproben zur Ermittlung der Lagerungsdichte nicht möglich ist, wird diese durch Sondierungen festgestellt. Der so gewonnenen Lagerungsdichte werden gewöhnlich aufgrund von Versuchen Reibungswinkel von $32,5^\circ$, 35° oder $37,5^\circ$ zugeordnet (siehe Tabelle 1 der Norm).

Bei bindigen Böden muß zwischen den Scherbeiwerten für den entwässerten und unentwässerten Zustand des Bodens unterschieden werden.

Die Kohäsion c_u des unentwässerten Versuchs kann bei bindigen wassergesättigten Böden im Laboratorium durch Zylinderdruckversuche und im Feld durch Versuche mit der Flügelsonde oder mit Plattendruckversuchen bei Belastung bis zum Bruch (EAU)¹⁾ ermittelt werden. Da sich

1) Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn

DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt

der c_u -Wert mit der Tiefe ändert, müssen die Versuche für verschiedene Tiefen vorgenommen werden. Wegen der großen Streuungen dieser Werte in der Natur müssen außerdem ausreichend viele Versuche bei einer bestimmten Tiefe ausgeführt werden.

Für Tone gibt Terzaghi die folgenden Erfahrungswerte für verschiedene Konsistenzbereiche an.

Konsistenz	c_u	
	kN/m ²	MPa/m ²
breiig	12,5	1,25
sehr weich	12,5 bis 25	1,25 bis 2,5
weich	25 bis 50	2,5 bis 5
steif	50 bis 100	5 bis 10
halbfest	100 bis 200	10 bis 20
hart	200	20

Da mit abfließendem Porenwasser die Scherfestigkeit des Bodens größer wird, nimmt die Grundbruchlast bei einfach verdichteten Böden bis zur Konsolidation unter der neuen Last zu.

Zu Abschnitt 9.1.1 Rechnerisches Verfahren

Die Verfahren zur Berechnung des Grundbruchs beruhen auf Arbeitshypothesen, bei denen vorausgesetzt wird, daß ein seitliches Wegdrücken des Bodens durch Überschreiten der Scherfestigkeit in einer bestimmten Gleitfläche eintritt.

Hierbei bildet sich unter dem Fundament ein Erdkeil (siehe Bild 9), durch den der seitlich davon befindliche Boden entweder nach beiden Seiten oder nach einer Seite hochgedrückt wird. Die von dem Erdkeil auf den seitlichen Boden wirkenden Kräfte Q sind in beiden Fällen vorhanden und gleich groß, so daß sich für den einseitigen und zweiseitigen Grundbruch dieselbe Grundbruchlast ergibt. Da die Bodenverhältnisse an beiden Seiten des Bauwerks kaum völlig gleichartig sind, tritt auch bei beiderseitig gleicher Geländehöhe meistens nur ein einseitiger Bruch auf.

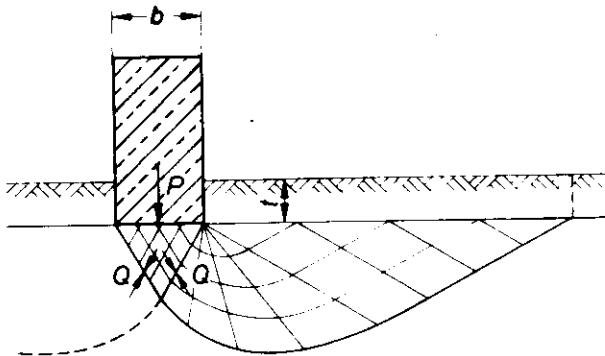


Bild 9. Gleitflächen unter einem Bauwerk beim Grundbruch

Bei Kellerwänden ist für die Berechnung des Grundbruchs meistens die Tiefe der Gründungssohle unter dem Kellerfußboden maßgebend, wenn das Ausweichen des Gründungskörpers nach innen nicht durch die üblichen Kellerquerwände oder einen massiven Kellerfußboden verhindert wird.

Bei der Ableitung der Gleichung (1) für die Grundbruchlast werden starre Gleitkörper betrachtet, die unterhalb einer waagrecht durch die Fundamentsohle gehenden Ebene liegen. Der darüber anstehende Boden ist lediglich als Auflast behandelt. Die Scherfestigkeit in der Gleitfläche, soweit sie diesen Boden schneidet, wird vernachlässigt. Die Anteile, die die Kohäsion in der Gleitfläche, die Eigenlast des Gleitkörpers und die Auflast auf dem Gleitkörper für die Grundbruchlast liefern, sind getrennt betrachtet und dann überlagert worden (siehe Bild 10).

Strenggenommen erhält man für die verschiedenen Einflüsse verschiedene ungünstige Gleitflächen. Die Fehler, die durch die Überlagerung gemacht werden, sind allerdings klein. Die tatsächliche Sicherheit ist größer als die so berechnete.

Wie in den Erläuterungen zu Abschnitt 1 ausgeführt ist, gilt die Norm nur für im Verhältnis zur Breite geringe Gründungstiefen t . Durch zusätzliche Einführung von Tiefenbeiwerten in den einzelnen Gliedern der Gleichung (Brinch-Hansen [1]) ist es möglich, den Einfluß größerer Gründungstiefen zu berücksichtigen.

Die Grundbruchgleichung (1) ergibt einen gleichmäßig verteilten Sohldruck unter der Gründung. Strenggenommen ist nur der Sohldruck aus den Anteilen der Kohäsion und der Gründungstiefe gleichmäßig verteilt, während die Sohldruckverteilung aus dem Einfluß der Gründungsbreite angenähert eine dreieckige Form hat (siehe Bild 10).

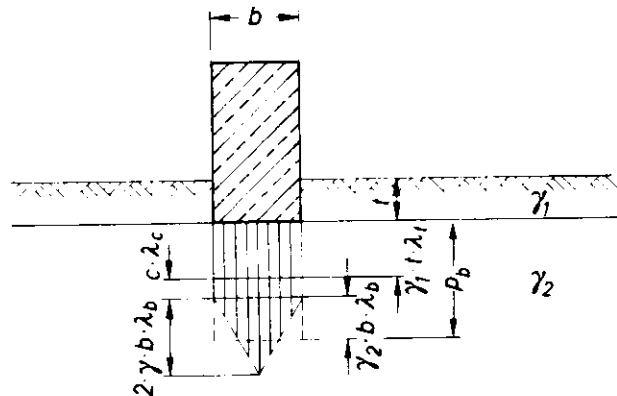


Bild 10. Sohldruckverteilung unter einem Bauwerk beim Grundbruch

Zu Abschnitt 9.1.2 Berücksichtigung des Schichtenwechsels

Eine einfache Bodenschichtung, die eine Anwendung der Formel ermöglicht, liegt vor, wenn entweder eine gleichmäßige Schicht vorhanden ist oder aber zwei waagerechte Schichten anstehen, deren Begrenzungsfläche etwa in Höhe der Gründungssohle liegt. In beiden Fällen braucht der Boden nur bis zu der Tiefe berücksichtigt werden, bis zu welcher die entstehende Gleitfläche des Grundbruchs reicht (siehe Bild 3).

Die Gleichung (1) für die Grundbruchlast kann bei geschichtetem Boden verwendet werden, wenn mit Mittelwerten für den Reibungswinkel und die Kohäsion in der Gleitfläche gerechnet wird. Hierzu ist die Gleitfläche als gekrümmter Linienzug aufzutragen, wobei die Gleitflächenwinkel der einzelnen Schichten zu berücksichtigen sind. Längs dieser Gleitflächen sind dann die Scherparameter c' und φ' zu mitteln, indem bei der Kohäsion die Längen der Gleitlinien bzw. beim Reibungswinkel die Normaldruckflächen innerhalb der einzelnen Schichten als Lasten verwendet werden

(Schultze [21]). Der Normaldruck kann nach der Formel ermittelt werden:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \vartheta$$

ϑ = Tangentenwinkel der Gleitfläche gegen die Horizontale

z = Überlagerungshöhe

γ = Wichte des feuchten Bodens

In dem Beispiel 3 liegen drei Schichten unter der Fundamentsohle. Hier sind die Bodenkennwerte als gewogenes Mittel (mit Lasten entsprechend den Dicken der im Grundbruchbereich vorkommenden Schichten) iterativ bestimmt.

Zu Abschnitt 9.1.3 Zeichnerisches Verfahren

In denjenigen Fällen, in welchen die Grundbruchgleichung (1) nicht anwendbar ist, muß nach einem zeichnerischen Verfahren mit geeignet ausgewählten Prüfflächen der kleinste Gleitwiderstand bestimmt werden.

Bei dem zeichnerischen Verfahren wird die Grundbruchlast bei Annahme verschiedener wahrscheinlicher Prüfflächen bestimmt und die für die ungünstigste Prüffläche vorhandene Grundbruchlast gesucht. Als Prüfflächen können mit ausreichender Näherung z. B. logarithmische Spiralen mit Tangenten gewählt werden. Kreisförmige Prüfflächen ergeben nicht immer auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.

Zu Abschnitt 10 Tragfähigkeitsbeiwerte

Die in die Grundbruchgleichung einzusetzenden Tragfähigkeitsbeiwerte sind Erdwiderstandsbeiwerte für den Sonderfall, daß eine lotrechte Belastung auf einem Halbraum mit waagerechter Oberfläche wirkt. Die Belastung kann dabei auf dem Halbraum aufliegen oder in einer gewissen Tiefe wirken.

Bei allen Ableitungen ist vorausgesetzt, daß ein Grundbruch in Form einer ausgeprägten Gleitfläche auftritt und die Scherfestigkeit in der gesamten Gleitfläche gleichzeitig ausgenutzt ist. Dieses ist bei ausreichend dicht gelagerten nichtbindigen und vielen bindigen Böden der Fall, nicht aber unbedingt bei locker gelagerten nichtbindigen und weichen bindigen Böden.

Die von den verschiedenen Verfassern angegebenen Tragfähigkeitsbeiwerte unterscheiden sich z. T. erheblich (siehe Bilder 6, 7 und 8). Die Ursache hierfür liegt in den unterschiedlichen Voraussetzungen, unter denen sie abgeleitet wurden.

Das gilt insbesondere für den Tragfähigkeitsbeiwert λ_b . Grundsätzlich sind hier Lösungsansätze zu unterscheiden, die von statisch bestimmten Verhältnissen ausgehen und die abrutschenden Teilbereiche im Boden als starre Scheiben ansehen (hierzu zählen die älteren Verfahren), und neuere Lösungsansätze, die die Kinematik und die plastischen Deformationen dieser abrutschenden Teilbereiche berücksichtigen (z. B. Mizuno [13], Lundgreen/Mortensen [10], Larkin [9]); zu den letzteren gehören auch die Lösungsansätze der modernen Plastizitätstheorie (Davis [8]). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen (für $t = 0$) führen zu übereinstimmenden unteren (statischen) bzw. oberen (kinematischen) Grenzwerten λ_b . Die unteren Grenzwerte λ_b werden nach Brinch-Hansen [3] hinreichend genau durch die Näherung

$$\lambda_b = 0,75 (\lambda_t - 1) \cdot \tan \varphi$$

erfaßt; die oberen Grenzwerte sind rund 10 % höher. Demgegenüber hat Meyerhof [12] auch theoretische Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b für Fundamente mit $t \neq 0$ abgeleitet, die um $1/3$ höher als die unteren Grenzwerte für λ_b sind. Sie stimmen recht genau mit den Ergebnissen der umfangreichen großmaßstäblichen Belastungsver-

suche der Degebo überein (Muhs/Weiß [16] und Muhs [15]) und können durch die empirische Gleichung

$$\lambda_b = (\lambda_t - 1) \tan \varphi$$

wiedergegeben werden. Diese Gleichung ist der Norm zugrundegelegt worden. Hierin stellen λ_t die theoretischen Werte von Prandtl dar. Sie sind gegenüber denen der Norm DIN 4017 Blatt 1, Ausgabe März 1965, etwas kleiner jedoch besser fundiert.

Die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_c und λ_t , die der Norm zugrunde gelegt wurden, lauten:

$$\lambda_c = (\lambda_t - 1) \cot \varphi \quad (\text{Caquot [4]})$$

$$\lambda_t = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Prandtl [18]}).$$

Zu Abschnitt 11 Formbeiwerte

Die ursprüngliche Grundbruchgleichung ist für Streifenfundamente aufgestellt und später durch Einführen von Formbeiwerten auf bestimmte Grundrißformen, wie Rechtecke, Quadrate und Kreise, erweitert worden. Die Formbeiwerte für das Tiefen- und das Kohäsionsglied hängen außer von der Form auch von dem Reibungswinkel des Bodens ab. Die in Tabelle 3 der Norm angegebenen Formbeiwerte sind unter Zugrundelegung neuerer Forschungsergebnisse von de Beer [7] und Weiss [24] vom Ausschuß festgelegt.

Zu Abschnitt 12 Sicherheit

Die in Abschnitt 12.1 definierte Sicherheit gibt an, mit welchem Faktor die vorhandene Last bei den gegebenen Bodenverhältnissen und Fundamentabmessungen multipliziert werden kann, um die rechnerische Grundbruchlast zu erreichen. Die Sicherheit richtet sich nach der Wirklichkeitstreue des Berechnungsverfahrens und nach der Genauigkeit, mit der die äußeren Lasten und die Bodenkenngrößen festgelegt werden können. Sie ist für verschiedene Lastfälle unterschiedlich groß. Für das in Abschnitt 9.1.1 vorgeschlagene Verfahren sind die Sicherheiten nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.1.3.2 als Totalsicherheiten einzuführen. Sie betragen für den Lastfall 1: $\eta = 2$, für den Lastfall 2: $\eta = 1,5$ und für den Lastfall 3: $\eta = 1,3$. Die Lastfälle selbst sind in DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2, definiert.

Die zulässige Grundbruchlast kann aber auch nach Abschnitt 12.2 dadurch bestimmt werden, daß man die Grundbruchberechnung nach Abschnitt 9.1.1 mit Scherwerten durchführt, die durch Einführung einer Sicherheit reduziert sind. Es ist dann lediglich nachzuweisen, daß die Gleichgewichtsbedingung zu $P = P_b$ erfüllt ist. Die in Abschnitt 12.2 für die Sicherheiten auf die Scherwerte allein angegebenen Werte sind demnach keine Partialsicherheiten auf die Scherwerte, sondern schließen alle Unsicherheiten, auch aus den Lastannahmen und den Bodenkenngrößen, mit ein.

Die beiden in Abschnitt 12 angeführten Verfahren können wahlweise angewendet werden.

2. Schrifttum

- [1] Brinch-Hansen, J., und Lundgreen, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin: Springer 1960
- [2] Brinch-Hansen, J.: A general formula for bearing capacity. Bulletin, Geoteknisk Institut, Copenhagen (1961) Nr. 11
- [3] Brinch-Hansen, J.: A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin, Geoteknisk Institut, Copenhagen (1970) Nr. 28

DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt

- [4] Caquot, A., Kérisel, J.: *Traité de Mécanique des Sols*. Paris: Gauthier-Villars 1956
- [5] De Beer, E. E.: *Grondmechanica Bd. 2* Antwerpen, Brüssel, Gent, Löwen: N. V. Standaard Boekhandel, 1. Aufl. 1949 und 2. Aufl. 1956
- [6] De Beer, E. E.: Neuere Erkenntnisse über den Bruchwiderstand kohäsionsloser Böden unter Flachgründungen. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen (1962) Heft 25
- [7] De Beer, E. E.: Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdragvermogen and zand onder funderingen op staal. Bepaling van de vormfactor s_b . Gent. Engl. Zusammenfassung: Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors. Manuskript (1969)
- [8] Davis, E. H.: Theories of plasticity and the failure of soil masses. Erschienen in Lee, I. K.: *Soil Mechanics. Selected Topics*. Butterworths. London: 1968
- [9] Larkin, L. A.: Theoretical bearing capacity of ver shallow footings. *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.* 94 (1968) SM. 6
- [10] Lundgren, H., Mortensen, K.: Determination of the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. *Proc. 3. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich* (1953) Bd. 1
- [11] Meyerhof, G. G.: The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique II* (1951) Nr. 4, S. 301
- [12] Meyerhof, G. G.: Neue Forschungen über die Tragfähigkeit von Flachgründungen und Pfahlgründungen. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen (1962) Heft 25
- [13] Mizuno, T.: On the bearing power of soil in a two dimensional problem. *Proc. 2. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Rotterdam* (1948) Bd. 3
- [14] Muhs, H.: Neuere Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flachgegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung. Vorträge der Baugrundtagung 1968 in Hamburg
- [15] Muhs, H.: Die experimentelle Untersuchung der Grenztragfähigkeit nichtbindiger Böden bei lotrechter Belastung. *Degebo-Mitteilungen* (1971) Heft 27, 1. Aufsatz
- [16] Muhs, H., Weiss, K.: Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. *Berichte aus der Bauforschung* (1971) Heft 69
- [17] Ohde, J.: *Grundbaumechanik*. In Hütte III, 28. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn 1956
- [18] Prandtl, L.: Über die Härte plastischer Körper. *Nachr. Ges. der Wissenschaften* 1920
- [19] Schultze, E.: Die Verwendbarkeit von Gleitfeldern zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Flachgründungen. *Die Bautechnik* 27 (1950) Nr. 10, S. 321
- [20] Schultze, E.: Standsicherheit der Grundbauwerke. In: *Grundbautaschenbuch Band I*, 2. Aufl. Berlin – München: Ernst und Sohn (1966)
- [21] Schultze, E.: Die Standsicherheit schiefer Türme. Vorträge der Baugrundtagung 1968 in Hamburg
- [22] Terzaghi, K., Jelinek, R.: *Theoretische Bodenmechanik*. Berlin – Göttingen – Heidelberg: Springer 1954
- [23] Terzaghi, K., Peck, R. B.: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Berlin – Göttingen – Heidelberg: Springer 1961
- [24] Weiss, K.: Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. *Berichte aus der Bauforschung* (1970) Heft 65
- [25] Weiss, K.: Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. *Degebo-Mitteilungen* (1973) Heft 29
- [26] Zweck, H.: *Baugrunduntersuchungen durch Sonden*. Bauingenieur-Praxis. Heft 71 Berlin – München: Ernst und Sohn 1969

3. Entwürfe von Berechnungsbeispielen²⁾

Beispiel 1

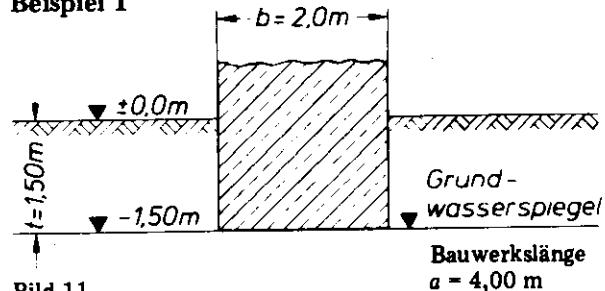


Bild 11.

Die Grundbruchlast in der Sohle des Bauwerks wird nach Gleichung (1) der Norm ermittelt:

$$P_b = b \cdot a \cdot \sigma_{of} = b \cdot a (c \cdot \lambda_c \cdot \nu_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \nu_t + \gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot \nu_b)$$

für folgende Fälle

Fall a) Untergrund Sand

Bodenkonstanten

$$\text{Wichte über Wasser} = \gamma_1 = 17,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Wichte unter Wasser} = \gamma_2 = 11,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 32,5^\circ \quad c = 0 \text{ kN/m}^2$$

Damit wird nach Tabelle 2 der Norm

$$\lambda_t = 25,0$$

$$\lambda_b = 15,0$$

und nach Tabelle 3

$$\nu_t = 1 + \sin \varphi \cdot \frac{b}{a} = 1 + \sin 32,5^\circ \cdot \frac{2,0}{4,0} =$$

$$= 1 + 0,5373 \cdot \frac{1}{2} = 1,27$$

$$\nu_b = 1 - 0,3 \cdot \frac{b}{a} = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,00}{4,00} = 0,85$$

Nach Gleichung (1) ergibt sich mit $t = 1,50 \text{ m}$ die Bruchspannung

$$\begin{aligned} \sigma_{of} &= \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \nu_t + \gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot \nu_b = \\ &= 17,0 \cdot 1,50 \cdot 25,0 \cdot 1,27 + \\ &+ 11,0 \cdot 2,00 \cdot 15,0 \cdot 0,85 = \\ &= 809,6 + 280,5 = 1090,10 \text{ kN/m}^2 \\ &(\text{oder } 109,01 \text{ Mp/m}^2) \end{aligned}$$

²⁾ Für Kraftgrößen wird nach DIN 1301 die Einheit kN (Kilonewton) $1 \text{ kN} = 10^3 \text{ N}$ verwendet ($1 \text{ kN} = 1/9,80665 \text{ Mp}$ und $1 \text{ kN} \approx 0,1 \text{ Mp}$ beziehungsweise $1 \text{ kN/m}^2 \approx 0,01 \text{ kp/cm}^2$).

Nach der Norm, Abschnitt 12, wird für die Sicherheit $\eta_p = 2,0$ die zulässige Sohldruckspannung

$$\text{zul } \sigma_{of} = \sigma_{of}/\eta_p = \frac{1090,10}{2,0} = 545,10 \text{ kN/m}^2$$

(oder 54,51 Mp/m²)

und die zulässige Sohlenbelastung

$$\text{zul } P = \text{zul } \sigma_{of} \cdot a \cdot b = 545,10 \cdot 4,00 \cdot 2,00 = 4360,5 \text{ kN (oder 436,05 Mp)}$$

Fall b) Untergrund weicher Ton (normal konsolidiert)
Bodenkonstanten

$$\text{Wichte über Wasser} = \gamma_1 = 17,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Wichte unter Wasser} = \gamma_2 = 7,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 17,5^\circ \quad \varphi_u = 0^\circ$$

$$c' = 10,0 \text{ kN/m}^2 \quad c_u = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

Bei normal konsolidiertem Boden ist die Scherfestigkeit des unentwässerten Versuches maßgebend mit

$$c = c_u = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = \varphi_u = 0^\circ$$

Nach Tabelle 2 der Norm wird

$$\lambda_t = 1,0$$

$$\lambda_c = 5,0$$

$$\lambda_b = 0$$

nach Tabelle 3

$$\nu_t = 1,0$$

$$\nu_c = \lim_{\lambda_t \rightarrow 1} \frac{\nu_t \cdot \lambda_t - 1}{\lambda_t - 1} = \nu_t = 1,0$$

Nach Gleichung (1) ergibt sich mit $t = 1,50 \text{ m}$ die Bruchspannung

$$\begin{aligned} \sigma_{of} &= c \cdot \lambda_c \cdot \nu_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \nu_t = \\ &= 20,0 \cdot 5,0 \cdot 1,0 + 17,0 \cdot 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \\ &= 100 + 25,50 = 125,50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Nach Abschnitt 12 der Norm wird mit der Sicherheit $\eta_p = 2,0$ die zulässige Sohldruckspannung

$$\text{zul } \sigma_{of} = \sigma_{of}/\eta_p = \frac{125,50}{2,0} = 62,8 \text{ kN/m}^2$$

(oder 6,28 Mp/m²)

Zulässige Sohlenbelastung

$$\text{zul } P = \text{zul } \sigma_{of} \cdot a \cdot b = 62,8 \cdot 4,00 \cdot 2,00 = 502,4 \text{ kN (oder 50,24 Mp)}$$

Fall c) Untergrund Geschiebemergel (vorbelastet)
Bodenkonstanten

$$\text{Wichte über Wasser} = \gamma_1 = 22,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Wichte unter Wasser} = \gamma_2 = 12,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30,0^\circ \quad \varphi_u = 0^\circ$$

$$c' = 25 \text{ kN/m}^2 \quad c_u = 50,0 \text{ kN/m}^2$$

Bei vorbelastetem Boden gilt die Scherfestigkeit des entwässerten Versuches mit

$$c = c' = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = \varphi' = 30^\circ$$

Nach Tabelle 2 der Norm wird

$$\lambda_t = 18,0$$

$$\lambda_c = 30,0$$

$$\lambda_b = 10$$

Wie bei Fall a) bzw. b) ist nach Tabelle 3

$$\nu_t = 1 + \sin \varphi \cdot \frac{b}{a} = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{4} = 1,25$$

$$\nu_c = \frac{\nu_t \cdot \lambda_t - 1}{\lambda_t - 1} = \frac{1,25 \cdot 18,0 - 1}{18,0 - 1} = \frac{21,50}{17} = 1,26$$

$$\nu_b = 0,85$$

Nach Gleichung (1) ergibt sich mit $t = 1,50 \text{ m}$ die Bruchspannung

$$\begin{aligned} \sigma_{of} &= c \cdot \lambda_c \cdot \nu_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \nu_t + \gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot \nu_b = \\ &= 25,0 \cdot 30,0 \cdot 1,26 + 22,0 \cdot 1,50 \cdot 18,0 \cdot 1,25 + \\ &+ 12,00 \cdot 2,00 \cdot 10,0 \cdot 0,85 = \\ &= 945,0 + 742,50 + 204,0 = 1891,50 \text{ kN/m}^2 \\ &\text{(oder 189,15 Mp/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Nach Abschnitt 12 wird mit $\eta_p = 2,0$ die zulässige Sohldruckspannung

$$\text{zul } \sigma_{of} = \sigma_{of}/\eta_p = \frac{1891,5}{2,0} = 945,8 \text{ kN/m}^2$$

zulässige Sohlenbelastung

$$\text{zul } P = \text{zul } \sigma_{of} \cdot a \cdot b = 945,8 \cdot 4,0 \cdot 2,0 = 7566,0 \text{ kN}$$

(oder 756,60 Mp)

Beispiel 2

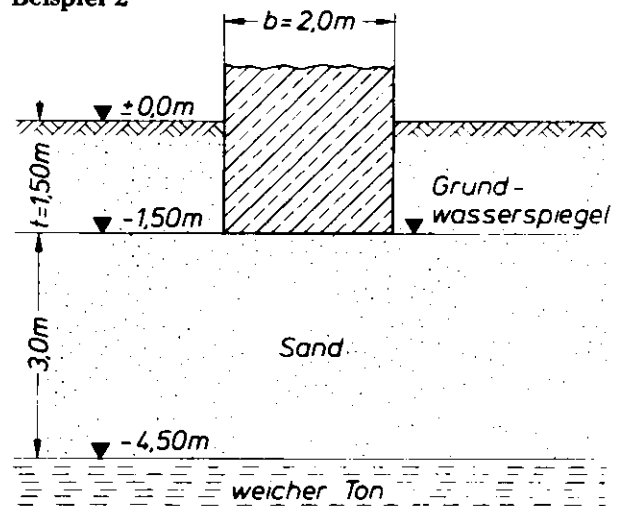


Bild 12.

Bauwerkslänge $a = \infty$

Bodenkennwerte

Sand Wichte über Wasser $= \gamma_1 = 17,0 \text{ kN/m}^3$

Wichte unter Wasser $= \gamma_2 = 11,0 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi = 32,5^\circ$$

Weicher Ton (normal konsolidiert)

Wichte über Wasser $= \gamma_1' = 17,0 \text{ kN/m}^3$

Wichte unter Wasser $= \gamma_2' = 7,0 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi' = 17,5^\circ \quad \varphi_u = 0^\circ$$

$$c' = 10,0 \text{ kN/m}^2 \quad c_u = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

Maßgebend ist wie bei Beispiel 1 Fall b)

$$c = c_u = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = \varphi_u = 0$$

Gegenüber dem Beispiel 1, Fall a) (Untergrund nur Sand) biegt die Gleitfläche weiter nach unten aus, da auf ihrem Verlauf im Ton geringerer Gleitwiderstand vorhanden ist.

Die Streifengrenzen wurden bis einschließlich G_6 senkrecht angenommen.

Mit Hilfe eines Kraftecks wurden in Bild 13 die Erddrücke E auf die einzelnen Streifengrenzen ermittelt. Dabei mußten die Wirkungsrichtungen dieser Erddruckresultierenden gewählt werden. An den vom Bauwerk abliegenden Streifengrenzen ist die Wahl der Erddruckrichtung ohne großen Einfluß auf das Resultat. Sie wurde für E_1 bis einschließlich E_5 horizontal angenommen. Die Wirkungsrichtungen der Resultierenden E_6 und E_7 wurden mit zunehmender Neigung durch Versuch so bestimmt, daß E_7 gegen die Normale auf der Fläche BC um den Winkel φ geneigt ist. Der Angriffspunkt D von E_7 ist zwischen dem unteren Drittelspunkt und der Mitte der Strecke BC gewählt worden. Strenggenommen gilt die Mitte von BC als Lage für die Druckresultierende aus Bodenauflast (gleichförmige Druckverteilung), im unteren Drittelspunkt wirkt die Resultierende aus dem Beitrag des Gleitkörpers (dreieckförmige Druckverteilung). Im Reibungsbereich ist die Richtung der Bodengegendrücke unter dem Winkel φ gegen die Normale zur Gleitfläche geneigt. Im Ton ergibt sich die Richtung von Q als Resultierende der Normalkräfte N auf die Gleitfläche und der Scherkräfte C in Richtung der Gleitfläche wirkend aus dem Krafteck.

Nach dem Auftragen der Lasten G wurde das Krafteck gezeichnet, beginnend mit G_1 . Die Übernahme der Richtungen von Q_1 und E_1 aus der Schnittzeichnung in das Krafteck ergibt dort die Größe von E_1 und Q_1 . Die Wirkungslinie von E_1 durch den Schnittpunkt von G_1 und Q_1 wurde im Seileck mit G_2 zum Schnitt gebracht. Die Richtung der Seileckbreite S_2 ergibt sich aus dem Krafteck durch Zusammensetzen von E_1 und G_2 . Die Seileckseite E_2 geht durch den Schnittpunkt von S_2 mit Q_2 ; das Krafteck ergibt aus S_2 die Größe von Q_2 und E_2 usw.

Im Bereich der Scherkräfte wurde zunächst C_3 im Krafteck parallel der Scherfläche aufgetragen sowie die Krafteckseite N_3 senkrecht zur Scherfläche gezeichnet und mit E_3 zum Schnitt gebracht. Dadurch ergeben sich Größe und Richtung des Bodengegendrucks Q_3 . Die Richtung von Q_3 wurde in das Seileck übernommen und dort zum Schnitt mit der Wirkungslinie S_3 gebracht. Durch diesen Schnittpunkt geht wiederum die Wirkungslinie von E_3 usw.

Das Krafteck ergibt als Grundbruchlast

$$P_b = 2 \cdot 675,0 \text{ kN/m} = 1350,0 \text{ kN/m}$$

Somit beträgt die Bruchspannung

$$\sigma_{of} = \frac{P_b}{b} = \frac{1350,0}{2,00} = 675,0 \text{ kN/m}^2$$

Nach der Norm, Abschnitt 12, ist die Sicherheit $\eta_p = 2,0$. Hiermit ergeben sich die zulässige Sohlenspannung mit

$$\text{zul } \sigma_{of} = \frac{\sigma_{of}}{\eta_p} = \frac{675,0}{2,00} = 337,50 \text{ kN/m}^2$$

und die zulässige Sohlenbelastung mit

$$\text{zul } P = \sigma_{of} \cdot b = 337,5 \cdot 2,00 = 675,0 \text{ kN/m}$$

Beispiel 3

Aufgabe:

Berechnung der Grundbruchsicherheit für einen mittig mit $P = 900 \text{ kN}$ belasteten Gründungskörper mit den Maßen: Länge $a = 3,00 \text{ m}$, Breite $b = 2,00 \text{ m}$ und geringste Gründungstiefe $t = 0,50 \text{ m}$. Der Grundwasserspiegel liegt $0,30 \text{ m}$ über Gründungssohle, siehe Bild 14.

Der Baugrund ist horizontal geschichtet. Seine Kennwerte sind:

Tiefen unter Kellersohle m	Bodenart	γ kN/m ³	φ °	c kN/m ²
0,00 bis 0,20	Ton stark sandig über Wasser	19,5	27	10,0
0,20 bis 0,80	Feinsand tonig unter Wasser	10,3	30	5,0
0,80 bis 1,30	Mittelsand unter Wasser	11,0	35	0
1,30 bis 3,80	Ton unter Wasser	7,0	21	10,0

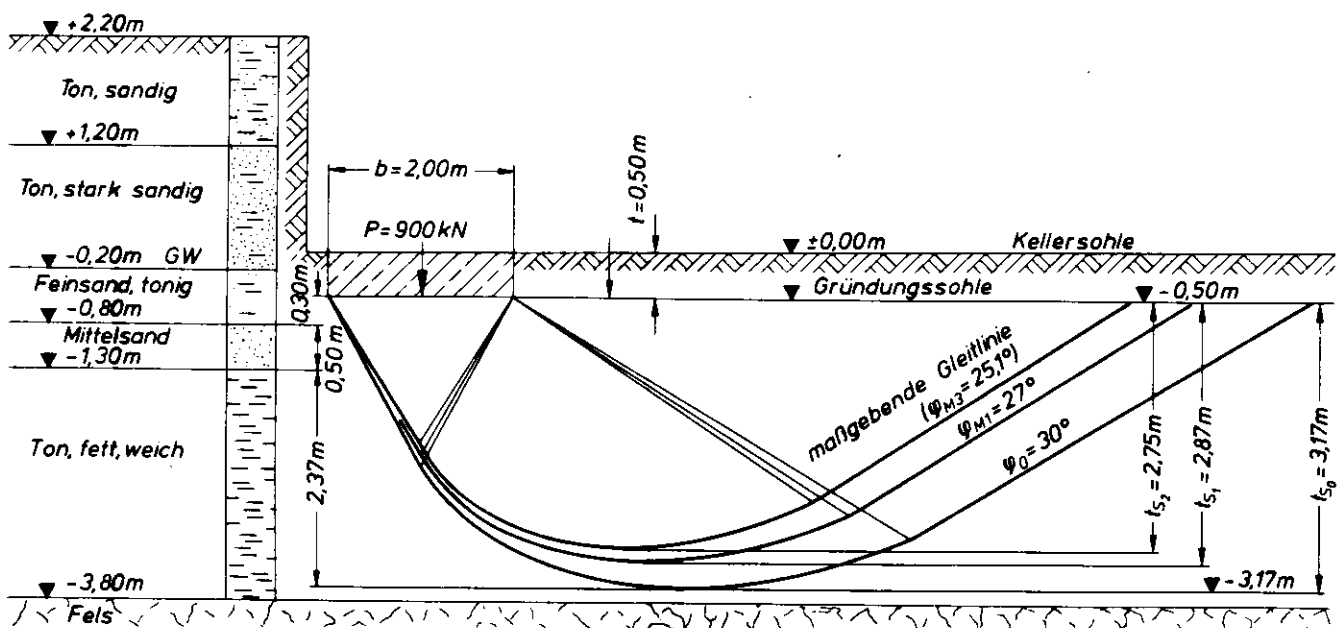


Bild 14.

DIN 4017 Blatt 1 Beiblatt

Da die zeichnerischen Verfahren nach Abschnitt 9.1.3 zum Teil umständlich sind, ist in diesem Fall die Berechnung nach Gleichung (1) der Norm durchgeführt. Hierbei werden für den Grundbruchbereich mittlere Bodenkennwerte ermittelt. Der Anteil der einzelnen Schichten ist näherungsweise je nach ihrer Dicke innerhalb der Einflußtiefe t_s des Grundbruches berücksichtigt worden (gewogenes Mittel).

Dieser Berechnungsvorschlag gibt die Möglichkeit, Grundbruchberechnungen bei geschichtetem Baugrund näherungsweise mit erträglichem Aufwand und ausreichender Genauigkeit auszuführen.

Zur Berechnung der für die Grundbruchberechnung maßgebenden Bodenkennwerte wird zunächst die Einflußtiefe t_s des Grundbruches nach der Formel

$$t_s = \frac{b \cdot \cos \varphi}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot e^{\alpha \cdot \tan \varphi} \quad (3)$$

ermittelt.

Darin bedeuten:

b = Fundamentbreite

$$\alpha = (45 + \varphi/2) \cdot \frac{\pi}{180}$$

Als erste Näherung wird die Einflußtiefe t_{s0} nach der Formel (3) mit dem Reibungswinkel φ_0 der ersten unmittelbar unter der Fundamentsohle liegenden Schicht berechnet.

Mit dem Bodenkennwert $\varphi_0 = 30^\circ$ der Tabelle ergibt sich:

$$t_{s0} = \frac{2,0 \cdot \cos 30}{2 \cdot \cos (45 + 30/2)} \cdot e^{(45 + 30/2) \cdot (\pi/180) \cdot \tan 30}$$

$$t_{s0} = 3,17 \text{ m}$$

Für diese Einflußtiefe t_{s0} wird nun das gewogene Mittel der Reibungswinkel der im Einflußtiefenbereich t_s erfaßten Schichten berechnet nach der Formel:

$$\bar{\varphi}_0 = \frac{h_0 \cdot \varphi_0 + h_1 \cdot \varphi_1 + h_2 \cdot \varphi_2 + \dots + h_n \cdot \varphi_n}{t_{s0}} \quad (4)$$

Darin bedeuten:

h_0 = Mächtigkeit der ersten Schicht unter Fundamentsohle

h_1, h_2, h_n = Schichtdicken bis zur Einflußtiefe t_{s0}

φ_0 = Reibungswinkel der ersten Schicht unter der Fundamentsohle

$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_n$ = Reibungswinkel der Schichten unter der Fundamentsohle bis zur Einflußtiefe t_{s0}

Mit Gleichung (4) ergibt sich

$$\bar{\varphi}_0 = \frac{0,3 \cdot 30 + 0,5 \cdot 35 + 2,37 \cdot 21}{3,17} = 24,1^\circ$$

Es wird nun die Abweichung des gewogenen Mittelwertes des Winkels der inneren Reibung $\bar{\varphi}_0$ vom Ausgangswert φ_0 festgestellt. Ist die Abweichung $\leq 5\%$, so wird der Mittelwert $\varphi_{M1} = (\varphi_0 + \bar{\varphi}_0)/2$ der Grundbruchberechnung zugrunde gelegt. Ist die Abweichung $> 5\%$, so muß so lange weiter iteriert werden, bis der jeweilige gewogene Mittelwert des Reibungswinkels $\bar{\varphi}_1$ gegenüber dem vorhergehenden Mittelwert φ_{M1} weniger als 5% abweicht.

Die Abweichung beträgt im vorliegenden Beispiel:

$$\Delta_1 = \frac{30 - 24,1}{30} \cdot 100 = 19,8\% > 5\%$$

Es ist also mindestens eine 1. Iteration erforderlich. Für

den Mittelwert $\varphi_{M1} = \frac{30 + 24,1}{2} = 27,0^\circ$ wird nun wieder

nach Gleichung (3) die Einflußtiefe t_{s1} berechnet.

$$t_{s1} = \frac{2,0 \cdot \cos 27,0}{2 \cdot \cos (45 + 27,0/2)} \times e^{(45 + 27,0/2) \cdot \pi/180 \cdot \tan 27,0}$$

$$t_{s1} = 2,87 \text{ m}$$

Damit erhält man nach Gleichung (4) den Mittelwert

$$\varphi_1 = \frac{0,3 \cdot 30 + 0,5 \cdot 35 + 2,07 \cdot 21}{2,87} = 24,4^\circ$$

Die Abweichung beträgt $\Delta_2 = \frac{27,0 - 24,4}{27,0} \cdot 100 = 9,81\% > 5\%$

Es ist also eine 2. Iteration erforderlich.

Für den neuen Mittelwert $\varphi_{M2} = \frac{27,0 + 24,4}{2} = 25,7^\circ$ wird

$$t_{s2} = \frac{2,0 \cdot \cos 25,7}{2 \cdot \cos (45 + 25,7/2)} \times e^{(45 + 25,7/2) \cdot \pi/180 \cdot \tan 25,7}$$

$$t_{s2} = 2,75 \text{ m}$$

Damit erhält man nach Gleichung (4) den Mittelwert

$$\bar{\varphi}_2 = \frac{0,3 \cdot 30 + 0,5 \cdot 35 + 1,95 \cdot 21}{2,75} = 24,5^\circ$$

Die Abweichung beträgt

$$\Delta_3 = \frac{25,7 - 24,5}{25,7} \cdot 100 = 4,59\% < 5\%$$

Damit kann die Iteration abgebrochen werden.

Der für die Grundbruchberechnung maßgebende Reibungswinkel errechnet sich nun zu

$$\varphi_{M3} = \frac{\varphi_{M2} + \bar{\varphi}_2}{2} = \frac{25,7 + 24,5}{2} = 25,1^\circ \approx 25^\circ$$

Die übrigen Bodenkennwerte werden für die Einflußtiefe $t_{s2} = 2,75 \text{ m}$ als gewogene Mittelwerte berechnet.

$$c = \frac{h_0 \cdot c_0 + h_1 \cdot c_1 + h_2 \cdot c_2}{t_{s2}}$$

$$c = \frac{0,3 \cdot 5,0 + 0,5 \cdot 0 + 1,95 \cdot 10,0}{2,75} = 7,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_2 = \frac{h_0 \cdot \gamma_0 + h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2}{t_{s2}}$$

$$\gamma_2 = \frac{0,3 \cdot 10,3 + 0,5 \cdot 11,0 + 1,95 \cdot 7,0}{2,75} = 8,09 \text{ kN/m}^3$$

Die mittlere Wichte im Einbindebereich errechnet sich zu

$$\gamma_1 = \frac{0,2 \cdot 19,5 + 0,3 \cdot 10,3}{0,5} = 14,6 \text{ kN/m}^3$$

Mit den für $\varphi_M = 25^\circ$ und $a/b = 3/2 = 1,5$ gültigen Beiwerten

$$\lambda_c = 20,7 \text{ und } \nu_c = 1,31$$

$$\lambda_t = 10,7 \text{ und } \nu_t = 1,28$$

$$\lambda_b = 4,5 \text{ und } \nu_b = 0,80$$

wird die Grundbruchlast P_b nach der Norm Gleichung (1):

$$P_b = b \cdot a (c \cdot \lambda_c \cdot \nu_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \nu_t + \gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot \nu_b)$$

$$P_b = 2,0 \cdot 3,0 \cdot (7,64 \cdot 20,7 \cdot 1,31 + 14,0 \cdot 0,5 \times \\ \times 10,7 \cdot 1,28 + 8,09 \cdot 2,0 \cdot 4,5 \cdot 0,8)$$

$$P_b = 2167,00 \text{ kN}$$

Der Sohlenwasserdruck beträgt $D = 3,0 \cdot 2 \cdot 3 = 18,0 \text{ kN}$ und die Auflast $P = 900,0 \text{ kN}$.

Somit ist die für den Grundbruch wirksame Belastung vorh $P = 900,0 - 18,0 = 882,0 \text{ kN}$.

Mit Gleichung (2) erhält man als Sicherheit

$$\eta = \frac{2167,0}{882,0} = 2,46 > 2,0$$

Die Sicherheit gegen Grundbruch ist also ausreichend.

Baugrund
Grundbruchberechnungen
 von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen
 Erläuterungen und Berechnungsbeispiel

DIN
4017
 Blatt 2 Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe September 1970 der Vornorm DIN 4017 Blatt 2. Sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Vornorm möglichst auszuschließen. Sie wurden von Professor Dr.-Ing. H. Domke, Aachen, unter Benutzung der vom Arbeitsausschuß „Berechnungsverfahren“ der FNBau-Arbeitsgruppe Baugrund und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau gegebenen Anregungen der einzelnen Mitarbeiter aufgestellt.

In diesem Normblatt sind die von außen auf ein Fundament einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Erläuterungen
2. Schrifttum
3. Entwurf eines Berechnungsbeispiels

1. Erläuterungen

Zu Abschnitt 1. Geltungsbereich

Bei einem Fundamentquerschnitt können folgende Belastungen der Sohlfuge auftreten. Hierbei umfaßt die Resultierende R alle in der Bodenfuge angreifenden Kräfte (Bild 1):

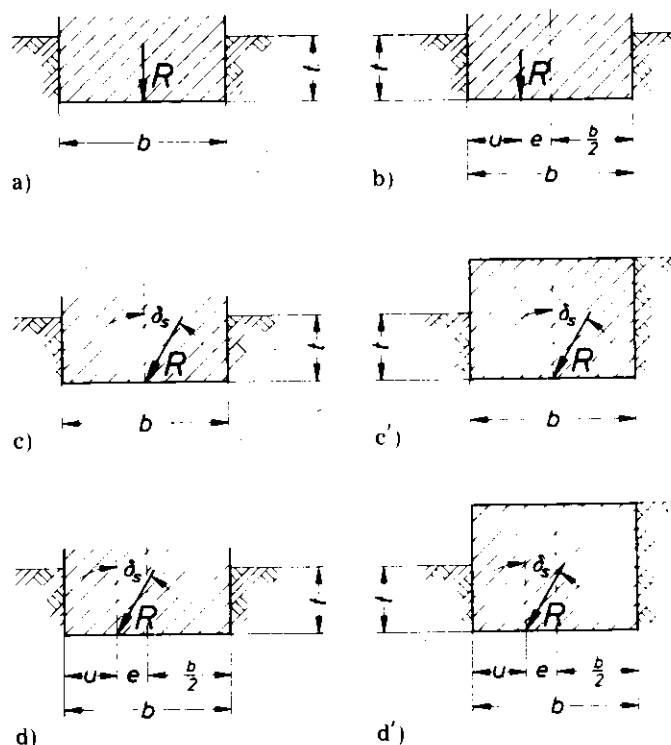


Bild 1. Mögliche Fundamentbelastungen

- a) lotrecht mittig
- b) lotrecht außermittig
- c) und c') schräg mittig
- d) und d') schräg außermittig

Der Lastfall nach Bild 1 a) ist in DIN 4017 Blatt 1 behandelt, die Lastfälle nach Bild 1 b), c) und d) werden in DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm) untersucht.

Im Lastfall nach Bild 1 a) kann sich vor beiden Seiten des Fundaments je eine Gleitfläche bilden. Jedoch stellt sich infolge einer geringen Außermittigkeit der Last oder von Unterschieden in der Beschaffenheit des Bodens gewöhnlich nur eine Gleitfläche ein, von der nicht vorausgesagt werden kann, auf welcher Seite sie auftritt.

In den Lastfällen nach Bild 1 b), c) und d) ist die Lage der Gleitfläche dagegen besser vorauszusehen. Bei reiner Außermittigkeit, also nicht geneigter Last R , weicht der Boden bei allseitig gleicher Einbindetiefe (Lastfall nach Bild 1 b) vor derjenigen Seite des Fundaments aus, auf welcher die Außermittigkeit liegt. Bei geneigter Last (Lastfälle nach Bild 1 c) und d)) ist das Ausweichen des Bodens auf derjenigen Seite des Fundaments zu erwarten, zu welcher die waagerechte Teilkraft der Last R hinweist.

Zu Abschnitt 3. Begriff

Diese Empfehlungen brauchen nur angewendet zu werden, wenn eine höhere Bodentragfähigkeit nachgewiesen werden soll, als sich bei Anwendung der DIN 1054 (Ausgabe November 1969) „Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds“ ergibt.

Die in den Empfehlungen angegebenen Formeln bleiben gültig, wenn eine Außermittigkeit der Resultierenden gleichzeitig in Längs- und Querrichtung des Fundaments auftritt (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Bild 1). Bei geneigten resultierenden Belastungen, die diagonal zum Fundamentgrundriß verlaufen, kann man die Resultierende in zwei zu den Seiten der Ersatzfläche (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.2) parallele Komponenten zerlegen. Zutreffende Ergebnisse sind hier jedoch nur zu erwarten, wenn das Seitenverhältnis der Ersatzfläche nicht größer als 2 : 1 ist.

$$\frac{a'}{b'} \leq 2$$

Wird aus wirtschaftlichen Gründen eine schräge Sohlfuge verwendet, so ergibt sich hierbei etwa die gleiche Tragfähigkeit wie bei einem Fundament mit waagerechter Sohlfuge und gleicher größter Gründungstiefe, wie ein Vergleich der Gleitlinien deutlich zeigt. Dabei

darf die Mindestdiefe des schrägen Fundaments 0,80 m nicht unterschreiten, um die Frostfreiheit der Sohle zu gewährleisten (Bild 2).

Die Tragfähigkeit eines Fundamentes mit schräger Sohlfuge kann durch unmittelbaren Ansatz aller wirkenden Kräfte auch nach anderen unter Umständen genaueren Verfahren ermittelt werden, siehe [2], [6] und [7].

Zu Abschnitt 6. Ansatz der äußeren Kräfte

Der Erddruck und Erdwiderstand (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 6.2 d)) sind nach dem üblichen Verfahren aus Eigengewicht und Verkehr anzusetzen, dergleichen der auftretende ständige beziehungsweise vorübergehende Wasserüberdruck (Bild 3). Erddruck aus Verkehr sowie vorübergehend auftretender Wasserüberdruck sind zu berücksichtigen, wenn dabei ungünstigere Beanspruchungen entstehen.

Unter waagerechten Kräften am Bauwerk und am Gründungkörper (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 6.2 e)) sind alle äußeren Belastungen zusammenzufassen wie zum Beispiel:

Windlasten, Lasten aus Temperaturänderungen, Brems- und Verzögerungskräfte, Kräfte aus Verankerungen, Schwinden und Kriechen von Beton, dynamische Beanspruchungen, soweit sie durch statische Lasten ersetzt werden können (Stoßfaktor oder Ausgleichsfaktor).

Eine Lastumlagerung auf schwächer beanspruchte Fundamente innerhalb eines Bauwerks (Bild 4 a) bis d)) ist nur möglich, wenn

- (1) die Lage des Schwerpunkts der angreifenden und widerstehenden Kräfte erhalten bleibt und
- (2) die durch die Kräfteumlagerung entstehenden zusätzlichen Beanspruchungen vom Bauwerk ohne unzulässiges Nachgeben der Konstruktion aufgenommen werden können (Bild 4 a) und b)).

Eine Verringerung der Baugrundbeanspruchung ist auch dann gegeben, wenn die angreifenden Kräfte bei geringfügigem Nachgeben des Baugrunds kleiner werden. Hierzu

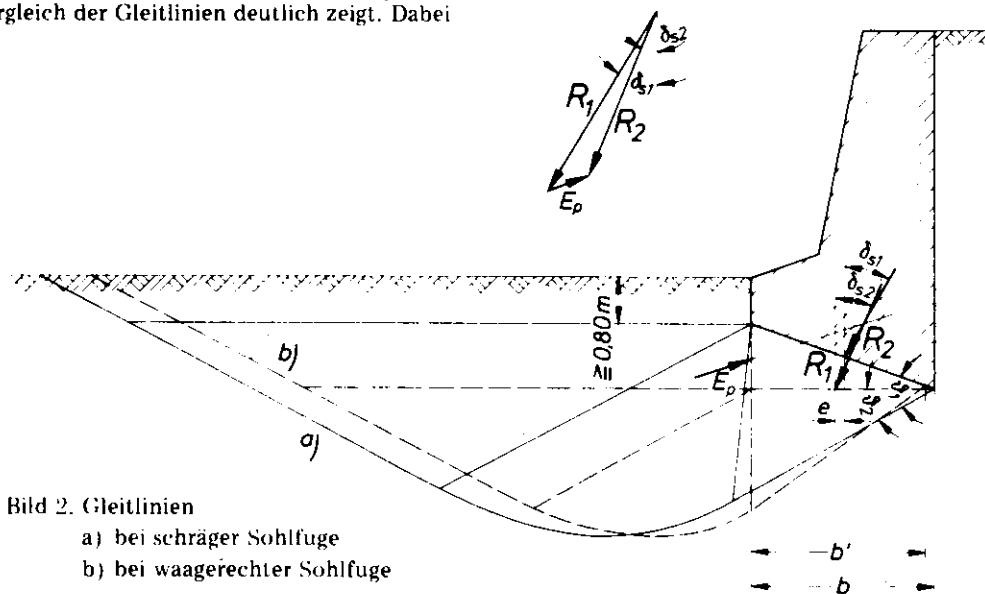


Bild 2. Gleitlinien

- a) bei schräger Sohlfuge
b) bei waagerechter Sohlfuge

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt

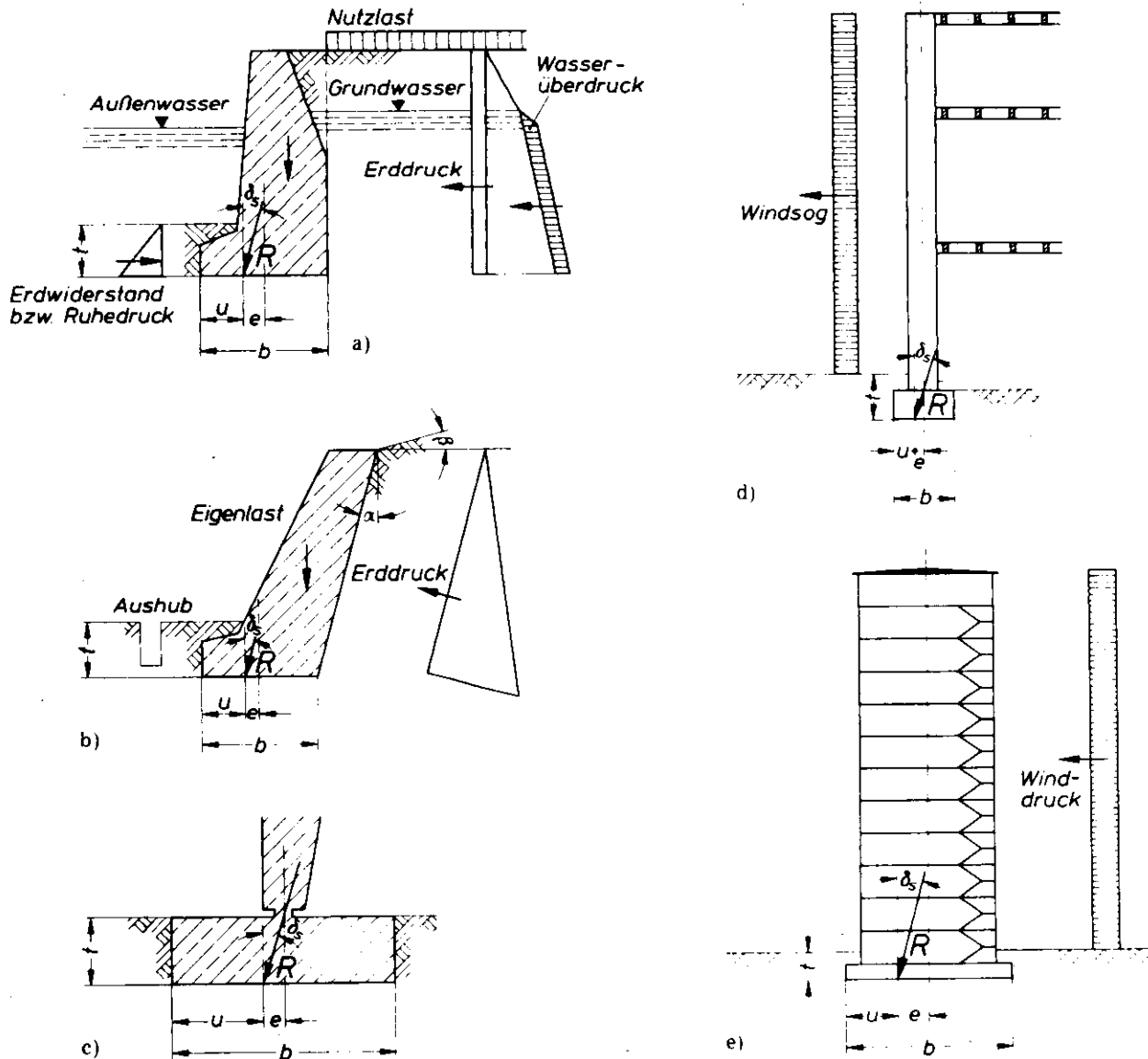


Bild 3. Beispiele für den Ansatz der äußeren Kräfte

- a) Ufermauer
- b) Liegende Stützmauer mit Aushubgraben
- c) Rahmenfundament
- d) Giebelwand. Aussteifende Decken stehen in keiner Verbindung mit der Giebelwand
- e) Turmartiges Bauwerk (Hochhaus)

gehören insbesondere der Ruhedruck, Eigenspannungen des Baustoffes, Temperaturdehnungen und ähnliches (Bild 4 c).

Auf den Baugrund wirkende Stoßbeanspruchungen können abgemindert werden, wenn die Dämpfung durch die Trägheit der Bauwerksmasse und die des betroffenen Bodens in Rechnung gestellt wird (Bild 4 d).

Alle nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 6.1 und 6.2 e) genannten Belastungen werden zu dem für den Grundbruch ungünstigsten Lastfall zusammengesetzt. Die Resultierende R aus diesem Lastfall hat die Kompo-

nenten V und H . Der Winkel zwischen V und R wird mit δ_s bezeichnet.

Die Resultierende R greift im Abstand e vom Schwerpunkt der Gründungsfläche an. Der Abstand e kann sich bei Verkantungen oder Schiefstellung des Bauwerks vergrößern. Da die waagerechten Lasten, vor allem der Erddruck und der Erdwiderstand, nicht mit der gleichen Genauigkeit wie die lotrechten Lasten ermittelt werden können, auf den Zahlenwert von δ_s und e und damit auf die Grundbruchgefährdung aber einen starken Einfluß haben, müssen diese Lastangaben besonders vorsichtig eingeführt werden und immer auf der sicheren Seite liegen.

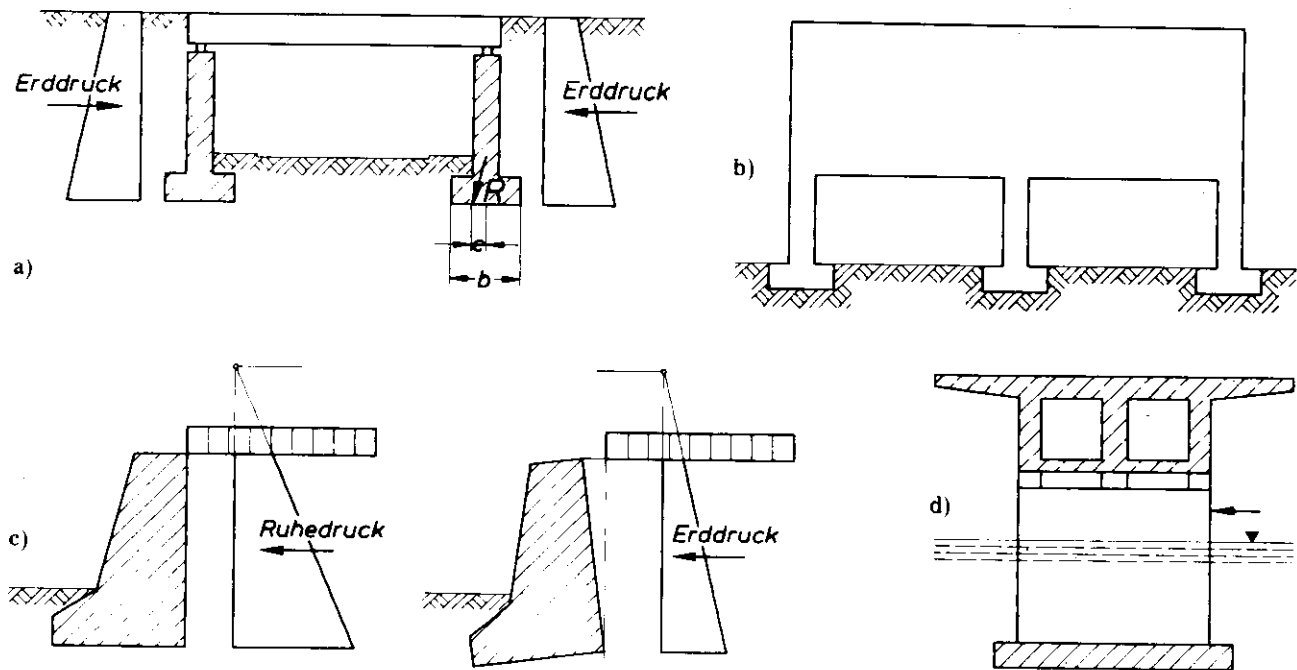


Bild 4. Beispiele für Lastumlagerungen

- a) Verringerung der Einspannwirkung bei Nachgeben des Bodens unter der belasteten Fundamentkante
- b) Lastverteilung durch eine Scheibe
- c) Bemessung für Ruhedruck und Erddruck
- d) Schiffstoß gegen Flußpfeiler

Zu Abschnitt 7.1. Vereinfachtes Verfahren

Der Aufbau der Tragfähigkeitsformel (1a) und (1b) unterscheidet sich von derjenigen in DIN 4017 Blatt 1 durch die Reduktion der Einzeleinflüsse um die Neigungsbeiwerte κ und die Ersatzabmessungen der Aufstandsfläche a' und b' . Durch die Neigungsbeiwerte κ wird die für senkrechte Belastung nach DIN 4017 Blatt 1 ermittelte Grundbruchlast entsprechend der Neigung δ_s der Last R vermindert (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.1). Die Außermittigkeit der Last wird dadurch berücksichtigt, daß an Stelle der tatsächlichen Grundfläche $a \cdot b$ eine kleinere Ersatzfläche $a' \cdot b'$ eingeführt wird, auf der die tatsächliche Last mittig steht (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.2).

Das rechnerische Verfahren führt nur bei einheitlichem Boden zu zutreffenden Ergebnissen (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.3).

Zu Abschnitt 7.1.1. Neigungsbeiwerte

Die Faktoren κ sind im wesentlichen von der Neigung δ_s der Resultierenden, von der wirksamen Fundamentfläche (siehe DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.2), vom Bodenreibungswinkel φ und der Kohäsion c abhängig, wobei, wie in DIN 4017 Blatt 1, die Scherparameter nach Anfangs- und Endstandssicherheit unterschieden werden müssen.

Die angegebenen Formeln, in denen das Zusammenwirken dieser Faktoren dargestellt ist, fassen näherungsweise die Versuchsergebnisse verschiedener Autoren zusammen (De Beer, Brinch-Hansen, Schultze, Sokolowski). Die damit gefundenen Werte liegen auf der sicheren Seite. Mit fortschreitender Forschung ist eine weitere Angleichung dieser Werte an die tatsächlichen Verhältnisse zu erwarten.

Bei Berechnung der κ -Werte muß die zunächst unbekannte Bruchlast eingesetzt werden. Dies geschieht, indem die tatsächliche Belastung mit einer geforderten Sicherheit $\eta_p = 1,3$ bis 2 multipliziert in die κ -Formel eingeführt wird. Nach Einsetzen der κ -Werte in die Formel (1b) erhält man die Bruchspannung p_b . Ergibt sich hier zur Belastung V beziehungsweise H eine andere Sicherheit als die geforderte, so muß die Ermittlung der κ -Werte mit diesem neuen Wert wiederholt werden. Bei der schnellen Konvergenz genügt im allgemeinen eine Wiederholung.

In jedem Fall muß jedoch die Forderung nach einer vernünftigen Setzungsbegrenzung berücksichtigt werden (siehe DIN 4019 Blatt 2).

Für den Fall $\varphi = 0$ und $c \neq 0$ ist eine Angabe des Neigungsbeiwertes für den Einfluß der Breite unterblieben, weil in Formel (1b) der Wert λ_b für $\varphi = 0$ ebenfalls zu 0 wird und damit das ganze Glied über den Einfluß der Gründungsbreite entfällt.

Zu Abschnitt 7.1.2. Berücksichtigung der Außermittigkeit

Nach [3] werden die Abmessungen der wirksamen Gründungsfläche durch die Maße a' und b' so bestimmt, daß die lotrechte Komponente der Resultierenden durch den Schwerpunkt der Ersatzfläche ($a' \cdot b'$) geht. Bei dem in Formel (1a) zugrunde gelegten Sonderfall eines Rechtecks (Formbeiwerte des Rechtecks) ergibt dies für die Ersatzfläche die Größen (Bild 5):

$$a' = a - 2e_a$$

$$b' = b - 2e_b$$

$$F' = a' \cdot b'$$

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt

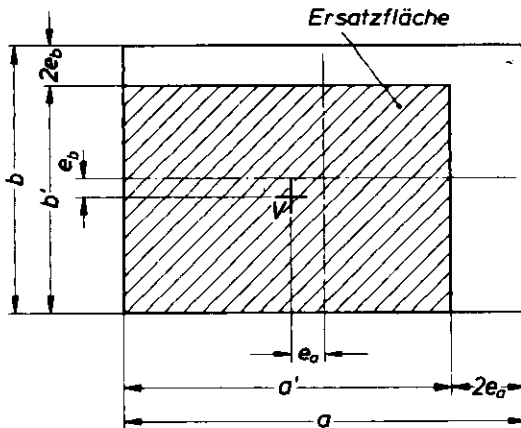


Bild 5. Ersatzfläche bei rechteckiger Grundrißform; wirksame Gründungsfläche

Durch diese einfache Umrechnung von F auf F' wird die Außermittigkeit berücksichtigt. Bei Kreisen sind verschiedene Lösungen möglich (Bild 6). Als F' ist die schraffierte Fläche anzusehen.

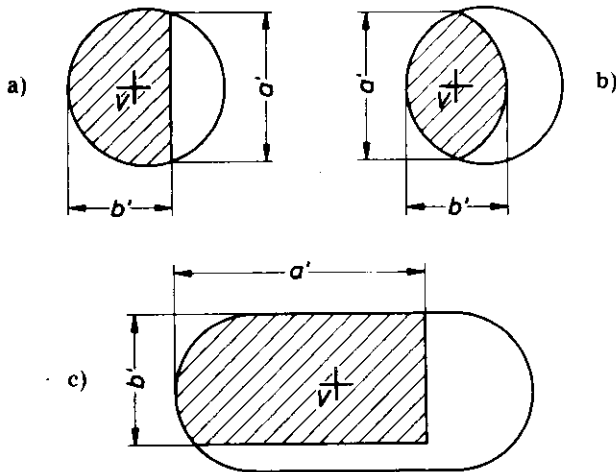


Bild 6. Ersatzflächenformen

- a), b) Lösungen beim Kreisfundament
c) bei beliebiger Grundrißform

Zu Abschnitt 7.1.3. Berücksichtigung des Schichtenwechsels
Bei mehrschichtigem Boden muß zeichnerisch der mögliche Verlauf der ungünstigsten Gleitlinie ermittelt sein, bevor man mit Interpolation ein vereinfachtes rechnerisches Verfahren anwenden kann.

Dabei kann beispielsweise angenommen werden, daß der gesamte Boden im Bereich der Grundbruchfigur nacheinander die einheitlichen Eigenschaften der einzelnen tatsächlich vorhandenen Bodenschichten annimmt, oder daß ein einheitlicher Boden mit einer durchschnittlichen Scherfestigkeit gewählt wird.

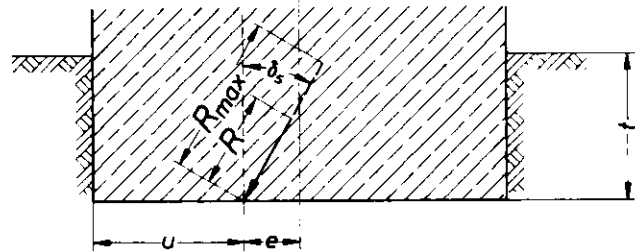
Zu Abschnitt 7.1.4.**Berücksichtigung einer schrägen Sohlfuge**

Eine genauere Untersuchung mit den Verfahren nach [2], [6] und [7] führt in vielen Fällen zu wirtschaftlicheren Fundamentabmessungen.

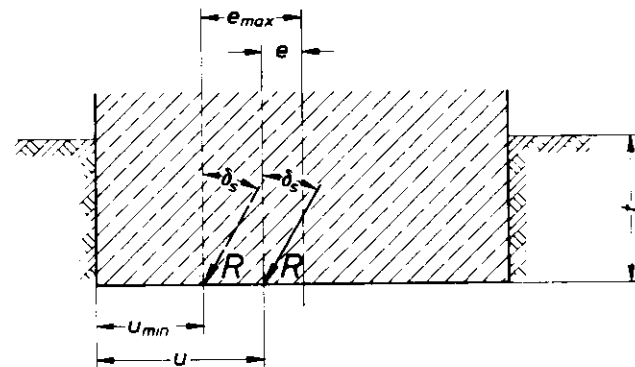
Zu Abschnitt 8. Sicherheit

Die zulässige Belastung muß um einen ausreichenden Wert kleiner als die Bruchlast sein, um folgende mögliche Fehler bei der Bestimmung der Bruchlast unschädlich zu machen.

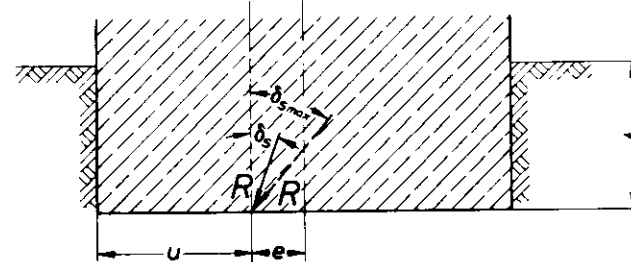
- (1) Zu kleine Resultierende R bei fehlerhaften Lastannahmen (Bild 7).

Bild 7. Zu kleine Resultierende R

- (2) Zu geringe Außermittigkeiten der Resultierenden R in der Bodenfuge bei Annahme einer zu geringen Höhenlage des Angriffspunktes der waagerechten Kräfte (Bild 8).

Bild 8. Zu kleine Außermittigkeit e

- (3) Zu geringe Neigung der Resultierenden R in der Bodenfuge bei Annahme einer zu geringen Größe der Horizontalkräfte (Bild 9).

Bild 9. Zu kleiner Neigungswinkel δ_s

Der Zahlenwert des jeweils möglichen Fehlers in diesen 3 Fällen kann durch Partialsicherheiten berücksichtigt werden. Die tatsächliche Sicherheit ergibt sich als Produkt dieser Partialsicherheiten [1].

Vereinfachend kann eine einheitliche Sicherheit bestimmt werden, die entweder auf die Last oder auf die Bodenschwerbeiwerte bezogen ist, wobei sich dann für die gleiche effektive Sicherheit unterschiedliche numerische Werte ergeben.

2. Schrifttum

- | | |
|--|---|
| [1] Brinch-Hansen/
Lundgren (1960) | Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin/Göttingen/Heidelberg |
| [2] Förster, W. (1959) | Zur Tragfähigkeit des Baugrunds bei geneigter Sohlfuge und schrägem Lastangriff. Bauplanung – Bautechnik 13, S. 516 |
| [3] Meyerhof (1953) | The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. Proc. I. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich, S. 440 |
| [4] Muhs (1969) | Tragfähigkeit von flachgegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung. Bautechnik 46, S. 181 |
| [5] Schultze (1952) | Der Widerstand des Baugrunds gegen schräge Sohlpressungen. Bautechnik 29, S. 336 |
| [6] Spang (1968) | Gründungssohle von Fundamenten bei schrägem und außermittigem Kraftangriff. Straßen- und Tiefbau, S. 340 |
| [7] Vereinigung Schweiz.
Straßenfachmänner (1966) | Stützmauern.
Grundlagen zur Berechnung und Konstruktion, Bemessungstabellen, Bild 1
Zürich, Verlag VSS |

3. Entwurf eines Berechnungsbeispiels¹⁾

3.1. Aufgabenstellung

Für eine Schwergewichtsstützmauer (Bild 10) soll die Fundamentbreite bemessen werden. Dabei ist der Lastfall 1 der DIN 1054 zugrunde zu legen.

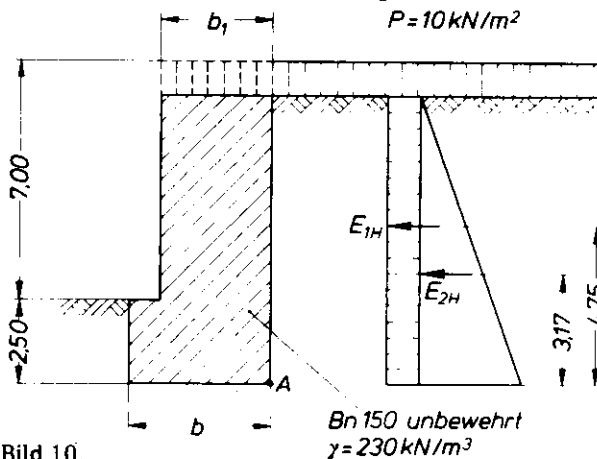


Bild 10.

$$E_{1H} = 21,4 \text{ kN/m}$$

$$E_{1V} = 9,3 \text{ kN/m}$$

$$E_{2H} = 183,5 \text{ kN/m}$$

$$E_{2V} = 79,2 \text{ kN/m}$$

Baugrund 1

Auf großer Tiefe steht Mittelsand an mit einer Kornwichte von $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$, einem Porenanteil von $n = 35 \%$ und einem Wassergehalt oberhalb des Grundwasserspiegels von $w = 5 \%$. Der innere Reibungswinkel beträgt $\varphi' = 35^\circ$.

Baugrund 2

Auf großer Tiefe steht halbfester Ton an mit einer Kornwichte von $\gamma_s = 27,0 \text{ kN/m}^3$, einem Porenanteil von $n = 45\%$ und einem Wassergehalt oberhalb des Grundwasserspiegels von $w = 22\%$. Der innere Reibungswinkel beträgt $\varphi' = 15^\circ$, die Kohäsion $c' = 50 \text{ kN/m}^2$.

Anmerkung: Die Stützmauer wird in beiden Fällen mit Bodenart 1 hinterfüllt.

Grundwasser

- a) tief unter der Gründungssohle
b) in Höhe der Gründungssohle

3.2. Wichten und Erddruckermittlung

3.2.1. Berechnung der Wichten

Oberhalb des Grundwasserspiegels:

$$\gamma_o = (1 + w) (1 - n) \cdot \gamma_s$$

Unterhalb des Grundwasserspiegels:

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_u = (1 - n) (\gamma_s - \gamma_w)$$

Baugrund 1:

$$\gamma_o = (1 + 0,05) (1 - 0,35) \cdot 26,5 = 18,1 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_u = (1 - 0,35) (26,5 - 10) = 10,7 \text{ kN/m}^3$$

Baugrund 2:

$$\gamma_o = (1 + 0,22) (1 - 0,45) \cdot 27,0 = 18,1 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_u = (1 - 0,45) (27 - 10) = 9,4 \text{ kN/m}^3$$

3.2.2. Erddruckermittlung

für $\varphi' = 35^\circ$, $\delta = \frac{2}{3} \varphi'$; $\alpha = \beta = 0$; $\lambda_{\text{ab}} = 0,2244$

$$\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^2$$

obere Erddruckordinate:

$$e_{ah} = 0,224 \cdot 10 = 2,24 \text{ kN/m}^2$$

untere Erddruckordinate:

$$e_{ah} = 2,24 + 0,2244 \cdot 18,1 \cdot 9,5 = 2,24 + 38,61 = 40,85 \text{ kN/m}^2$$

Resultierender Erddruck

aus p : $E_{ah} = 2,24 \cdot 9,5 = 21,4 \text{ kN/m}$; $h_p = \frac{9,5}{2} = 4,75 \text{ m}$

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan \delta = 9,3 \text{ kN/m}$$

aus $\gamma \cdot h$: $E_{ah} = \frac{1}{2} 38,61 \cdot 9,5 = 183,5 \text{ kN/m};$

$$h_e = \frac{9,5}{3} = 3,17 \text{ m}$$

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan \delta = 79,2 \text{ kN/m}$$

1) Für Kraftgrößen wird nach DIN 1301 die Einheit kN (Kilonewton) $1 \text{ kN} = 10^3 \text{ N}$ verwendet
($1 \text{ kN} = 1/9,80665 \text{ Mp}$ und $1 \text{ kN} \approx 0,1 \text{ Mp}$
beziehungsweise $1 \text{ kN/m}^2 \approx 0,01 \text{ kp/cm}^2$)

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt

Momente aus E_{ah} , bezogen auf Punkt A (= Hinterkante der Stützmauer):

$$\text{aus } p: M_A = 21,4 \cdot 4,75 = 101,5 \text{ kN m/m}$$

$$\text{aus } \gamma \cdot h: M_A = 183,5 \cdot 3,17 = 582,0 \text{ kN m/m}$$

$$M_A = 683,5 \text{ kN m/m}$$

3.3. Vorbemessung nach DIN 1054

Diese Vorbemessung wird als Vergleichsrechnung durchgeführt. Sie ist nicht Vorbedingung einer Berechnung nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm).

3.3.1. Zulässige Bodenpressungen nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.2

Es handelt sich um ein setzungsunempfindliches Bauwerk. Die zu erwartende Fundamentbreite ist $\geq 2,0$ m.

Einbindetiefe: $t = 2,50$ m

Baustoff der Stützmauer ist Stampfbeton mit $\gamma = 23,0 \text{ kN/m}^3$

3.3.1.1. Baugrund 1: nichtbindiger Boden

Nach DIN 1054 Tabelle 2 und Abschnitt 4.2 wird:

Zulässige Bodenpressung:

$$\text{zul } \sigma = 700 + (t - 2,0) \cdot \gamma_o = 700 + 0,5 \cdot 18,1 = 710 \text{ kN/m}^2$$

Zulässige Kantenpressung:

$$\text{zul } \sigma_K = 1,3 \cdot 710 = 910 \text{ kN/m}^2$$

Dieser Wert ist infolge der Neigung der Resultierenden mit dem Faktor: $(1 - \frac{H}{V}) = 1 - \tan \delta_s$ abzumindern.

Für den Fall, daß Grundwasser in Höhe der Gründungssohle ansteht, ist eine weitere Abminderung um 40 % vorzunehmen.

3.3.1.2. Baugrund 2: bindiger Boden = halbfester Ton
Nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Tabelle 6 und Abschnitt 4.2 wird

$$\text{zul } \sigma = 230 + 0,5 \cdot 18,1 = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_K = 1,3 \cdot 240 = 310 \text{ kN/m}^2$$

Abminderung infolge Grundwasser in Höhe der Gründungssohle: 15 %

3.3.2. Form der Stützmauer

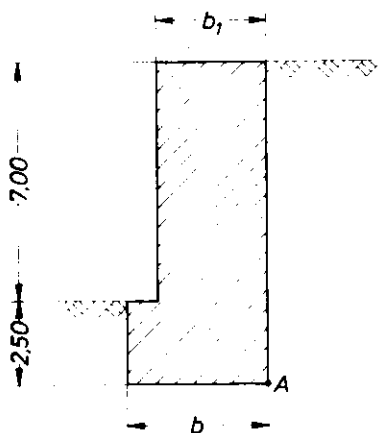


Bild 11.

Die Eigenlast der Stützmauer wird so gewählt, daß $\gamma \cdot b_1 \cdot h$ ausreicht, um die Forderung der Gleitsicherheit einzuhalten.

Durch den Sporn der Mauer wird die Gleitsicherheit erhöht.

3.3.3. Abmessung b_1

$$\text{erf } V = \frac{v \cdot H}{\mu}$$

$$\mu_1 = \tan \varphi' = \tan 35^\circ = 0,70$$

$$\mu_2 = \tan 15^\circ = 0,268$$

$$v = 1,5 = \text{erforderliche Gleitsicherheit nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.1.3.3}$$

$$\Sigma E_{ah} = 183,5 + 21,4 = 204,9 \text{ kN/m} = \text{Resultierende der horizontalen Erddruckkomponenten}$$

$$\Sigma E_{av} = 79,2 + 9,3 = 88,5 \text{ kN/m} = \text{Summe der vertikalen Erddruckkomponenten}$$

$$M_A = 683,5 \text{ kN m/m} = \text{Moment aus dem Erddruck, bezogen auf Punkt A (= Hinterkante der Stützmauer)}$$

3.3.3.1. Für Baugrund 1

$$\text{erf } V = \frac{1,5 \cdot 204,9}{0,70} = 438,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf } G_{\text{Mauer}} = 438,5 - 88,5 = 350 \text{ kN/m}$$

$$b_1 = \frac{350}{23,0 \cdot 9,5} = 1,60 \text{ m}$$

3.3.3.2. Für Baugrund 2

$$\text{erf } V = \frac{1,5 \cdot 204,9}{0,268} = 1149,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf } G_{\text{Mauer}} = 1149,5 - 88,5 = 1061,0 \text{ kN/m}$$

$$b_1 = \frac{1061,0}{23,0 \cdot 9,5} = 4,90 \text{ m}$$

angenommene Breite $b_1 = 5,00$ m

3.3.4. Bemessung für Baugrund 1

3.3.4.1. Grundwasser tief unter der Gründungssohle
Geschätzte Fundamentbreite: $b = 2,82$ m (siehe hierzu Anmerkung)

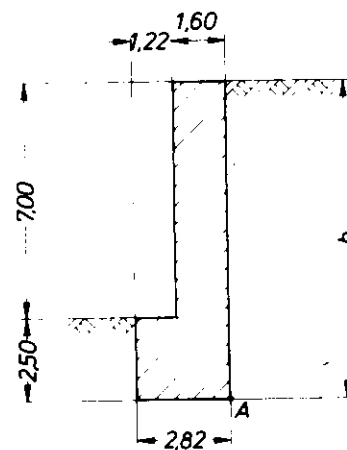


Bild 12.

Mauereigenlast:

$$1,6 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 350,0 \text{ kN/m}$$

$$1,22 \cdot 2,5 \cdot 23,0 = 70,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vertikale Komponente des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 508,5 \text{ kN/m}$$

Gleitsicherheit:

$$\text{vorh } v = \frac{0,7 \cdot 508,5}{204,9} = 1,73 > \text{erf } v = 1,5$$

Bodenpressung nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.2

$$M_m = M_A - \sum E_{av} \cdot \frac{b}{2} - b_1(h - 2,5) \gamma \frac{b - b_1}{2} =$$

$$= 683,5 - 88,5 \cdot 1,41 - 1,60 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,61 =$$

$$= 401,5 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{401,5}{508,5} = 0,79 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0,47 \text{ m}$$

$$< \frac{b}{3} = 0,94 \text{ m}$$

$$c = \frac{b}{2} - e = 1,41 - 0,79 = 0,62 \text{ m}$$

$$\text{vorh } \sigma_K = \frac{2V}{3 \cdot c} = \frac{2 \cdot 508,5}{3 \cdot 0,62} = 545 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_K = 910 \left(1 - \frac{204,9}{508,5}\right) = 541 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_K = 545 \text{ kN/m}^2$$

Anmerkung: Mit der hier geschätzten Fundamentbreite wird die Forderung der DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.1.3.1 nicht eingehalten, daß die Resultierende der ständigen Lasten durch die Kernfläche der Sohlfuge geht. Sollte diese Forderung eingehalten werden, müßte der Sporn um 28 cm verlängert werden ($B = 3,10 \text{ m}$). Die zulässige Bodenpressung könnte dann jedoch nicht ausgenutzt werden.

Infolge ständiger Last:

$$(b = 3,10 \text{ m})$$

$$V_g = 350,0 + 1,50 \cdot 2,5 \cdot 23,0 + 79,2 = 515,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{mg} = 582,0 - 79,2 \cdot 1,55 - 1,6 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,75 =$$

$$= 266,0 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{266,0}{515,5} = 0,516 \text{ m} \triangleq \frac{b}{6} = \frac{3,10}{6} = 0,516 \text{ m}$$

3.3.4.2. Grundwasser in Höhe der Gründungssohle

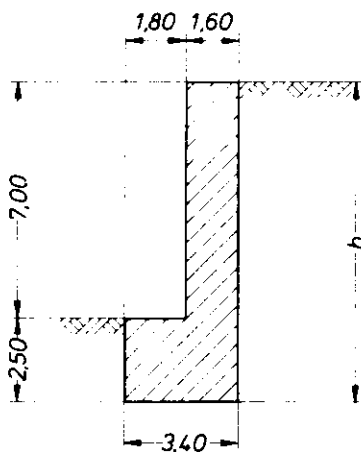
Geschätzte Fundamentbreite: $b = 3,40 \text{ m}$ 

Bild 13.

Mauereigenlast:

$$1,6 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 350,0 \text{ kN/m}$$

$$1,8 \cdot 2,5 \cdot 23,0 = 103,5 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente

$$\text{des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 542,0 \text{ kN/m}$$

Gleitsicherheit:

$$\text{vorh } v = \frac{0,7 \cdot 542,0}{204,9} = 1,85 > \text{erf } v = 1,5$$

Bodenpressung:

$$M_m = 683,5 - 88,5 \cdot 1,7 - 1,6 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,9 =$$

$$= 301,5 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{301,5}{542,0} = 0,556 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0,567 \text{ m}$$

$$F = 3,40 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W = \frac{3,40^2}{6} = 1,93 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{vorh } \sigma_K = \frac{542,0}{3,40} \pm \frac{301,5}{1,93} = 159 \pm 157$$

$$\text{max } \sigma_K = 316 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{min } \sigma_K = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_K = 910 \left(1 - \frac{204,9}{542,0}\right) \cdot 0,6 = 339 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{max } \sigma_K = 316 \text{ kN/m}^2$$

3.3.5. Bemessung für Baugrund 2

3.3.5.1. Grundwasser tief unter der Gründungssohle

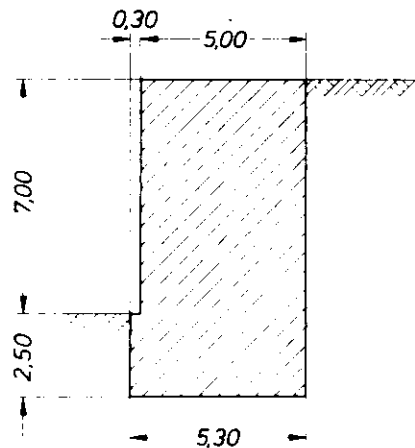
Geschätzte Fundamentbreite: $b = 5,30 \text{ m}$ 

Bild 14.

Mauereigenlast:

$$5,0 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 1093,5 \text{ kN/m}$$

$$0,3 \cdot 2,5 \cdot 23,0 = 17,0 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente

$$\text{des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 1199,0 \text{ kN/m}$$

Gleitsicherheit:

$$\text{vorh } v = \frac{0,268 \cdot 1199}{204,9} = 1,57 > \text{erf } v = 1,5$$

Bodenpressung:

$$M_m = 683,5 - 88,5 \cdot 2,65 - 5,0 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,15 =$$

$$= 328,0 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{328,0}{1199,0} = 0,274 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0,884 \text{ m}$$

$$F = 5,30 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W = \frac{5,3^2}{6} = 4,68 \text{ m}^3/\text{m}$$

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt

$$\text{vorh } \sigma_K = \frac{1199,0}{5,30} \pm \frac{328,0}{4,68} = 226 \pm 70$$

$$\max \sigma_K = 296 \text{ kN/m}^2$$

$$\min \sigma_K = 156 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_K = 1,3 \cdot 240 = 312 \text{ kN/m}^2 >$$

$$\max \sigma_K = 296 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_m = 226 \text{ kN/m}^2 < \text{zul } \sigma_m = 240 \text{ kN/m}^2$$

3.3.5.2. Grundwasser in Höhe der Gründungssohle
Geschätzte Fundamentbreite: $b = 6,00 \text{ m}$

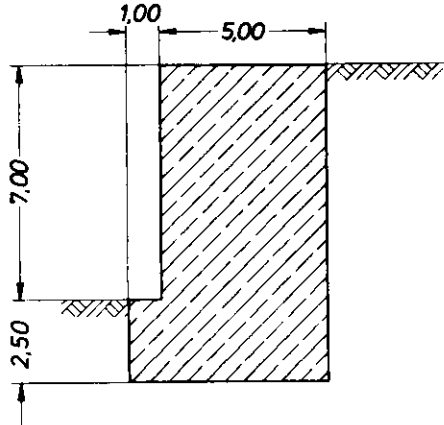


Bild 15.

Mauereigenlast:

$$5,0 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 1093,5 \text{ kN/m}$$

$$1,0 \cdot 2,5 \cdot 23,0 = 57,5 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente

$$\text{des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 1239,5 \text{ kN/m}$$

Gleitsicherheit:

$$\text{vorh } v = \frac{0,268 \cdot 1239,5}{204,9} = 1,62 > \text{erf } v = 1,5$$

Bodenpressung:

$$M_m = 683,5 - 88,5 \cdot 3,0 - 5,0 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,5 = 15,5 \text{ kN m/m}$$

$$e = \frac{15,5}{1239,5} = 0,013 \text{ m} < \frac{b}{6} = 1,0 \text{ m}$$

$$F = 6,0 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$W = 6,0 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{vorh } \sigma_K = \frac{1239,5}{6,0} \pm \frac{15,5}{6,0} = 207 \pm 3$$

$$\max \sigma_K = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$\min \sigma_K = 204 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_K = 1,3 \cdot 240 \cdot 0,85 = 265 \text{ kN/m}^2 >$$

$$\max \sigma_K = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } \sigma_m = 240 \cdot 0,85 = 204 \text{ kN/m}^2 \approx$$

$$\text{vorh } \sigma_m = 207 \text{ kN/m}^2$$

3.4. Berechnung nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm)

3.4.1. Tragfähigkeitsformeln und Beiwerte

$V_b = F' \cdot p_b = a' \cdot b' \cdot p_b$ lotrechte Komponente der Bruchlast mit

$$p_b = c \cdot \lambda_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot \kappa_t \cdot v'_t + \gamma_2 \cdot b' \cdot \lambda_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

Da es sich hier um ein Streifenfundament handelt, wird:

$$a' = 1,0 \text{ m und die}$$

Formbeiwerte nach DIN 4017 Blatt 1, Ausgabe 1974, Tabelle 3

$$v'_c = v'_t = v'_b = 1,0$$

Tragfähigkeitsbeiwerte nach DIN 4017 Blatt 1, Ausgabe 1974, Tabelle 2

Baugrund 1

$$\varphi' = 35^\circ; \quad c' = 0$$

$$\lambda_t = 33,0 \quad \lambda_b = 23,0$$

Baugrund 2

$$\varphi' = 15^\circ; \quad c' = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_c = 11,0; \quad \lambda_t = 4,0; \quad \lambda_b = 1,0$$

Sicherheitsbeiwert nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1 und DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.1.3.2

$$\text{bei Lastfall 1:} \quad \eta_p \geq 2,0$$

$$\text{Damit wird:} \quad \text{zul } V = \frac{V_b}{\eta_p}$$

Sicherheitsbeiwert nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\eta_r = 1,25; \quad \eta_c = 2,0$$

$$\text{zul } \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi'}{\eta_r}; \quad \text{zul } c' = \frac{c'}{\eta_c}$$

Baugrund 1

$$\varphi' = 35^\circ; \quad \tan \varphi' = 0,70$$

$$\text{zul } \tan \varphi' = \frac{0,70}{1,25} = 0,56$$

$$\text{zul } \varphi' = 29,2^\circ$$

$$\text{dazu: } \lambda_t = 16,7; \quad \lambda_b = 9,0$$

Baugrund 2

$$\varphi' = 15^\circ \quad \tan \varphi' = 0,268$$

$$\text{zul } \tan \varphi' = \frac{0,268}{1,25} = 0,214$$

$$\text{zul } \varphi' = 12,1^\circ$$

$$\text{dazu: } \lambda_c = 9,5; \quad \lambda_t = 3,1; \quad \lambda_b = 0,7$$

$$\text{zul } c' = \frac{50}{2,0} = 25 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2. Form und Abmessungen der Stützmauer

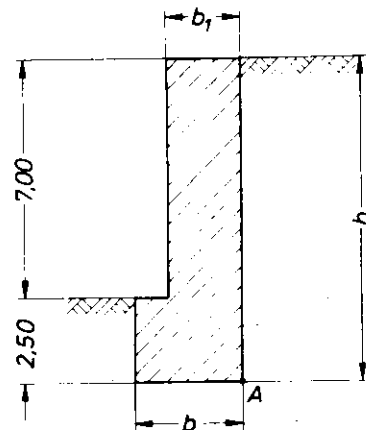


Bild 16.

Die Eigenlast der Stützmauer wird so gewählt, daß $\gamma \cdot b_1 \cdot h$ ausreicht, um die Forderung der Gleitsicherheit einzuhalten.

Durch den Sporn der Mauer wird die Gleitsicherheit erhöht.

Abmessung b_1

$$\text{erf } V = \frac{v \cdot H}{\mu}$$

$$\mu_1 = \tan \varphi'_1 = \tan 35^\circ = 0,70$$

$$\mu_2 = \tan 15^\circ = 0,268$$

$$v = 1,5 = \text{erf. Gleitsicherheit nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.1.3.3}$$

$$\Sigma E_{ah} = 204,9 \text{ kN/m} = \text{Resultierende der horizontalen Erddruckkomponenten}$$

$$\Sigma E_{av} = 88,5 \text{ kN/m} = \text{Summe der vertikalen Erddruckkomponenten}$$

$$M_A = 683,5 \text{ kN m/m} = \text{Moment aus dem Erddruck, bezogen auf Punkt A (= Hinterkante der Mauer)}$$

Für Baugrund 1

$$\text{erf } V = \frac{1,5 \cdot 204,9}{0,70} = 438,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf } G_{\text{Mauer}} = 438,5 - 88,5 = 350 \text{ kN/m}$$

$$b_1 = \frac{350}{23 \cdot 9,5} = 1,60 \text{ m}$$

Für Baugrund 2

$$\text{erf } V = \frac{1,5 \cdot 204,9}{0,268} = 1149,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{erf } G_{\text{Mauer}} = 1149,5 - 88,5 = 1061,0 \text{ kN/m}$$

$$b_1 = \frac{1061,0}{23 \cdot 9,5} = 4,90 \text{ m}$$

angenommene Breite: $b_1 = 5,00 \text{ m}$

3.4.3. Nachweis für Baugrund 1

3.4.3.1. Grundwasser tief unter der Gründungssohle

Durch die Vorbemessung nach DIN 1054 ist eine Fundamentbreite von $b = 2,82 \text{ m}$ ermittelt worden. Diese Breite reicht für den Grundbruchnachweis nicht aus, sie wird auf $b = 2,98 \text{ m}$ vergrößert.

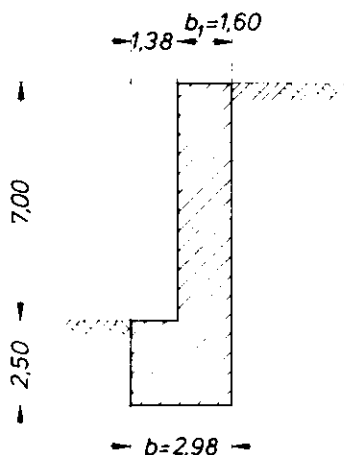


Bild 17.

Mauereigenlast:

$$1,6 \cdot 9,5 \cdot 23 = 350,0 \text{ kN/m}$$

$$1,38 \cdot 2,5 \cdot 23 = 79,4 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente

$$\text{des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 517,9 \text{ kN/m}$$

$$M_A = 683,5 \text{ kN m/m}$$

$$M_m = M_A - \Sigma E_{av} \cdot \frac{b}{2} - b_1(h - 2,5) \gamma \cdot \frac{b - b_1}{2}$$

$$= 683,5 - 88,5 \cdot 1,49 - 1,60 \cdot 7,0 \cdot 23 \cdot 0,69 =$$

$$= 373,9 \text{ kN m/m}$$

$$e_b = \frac{M_m}{V} = \frac{373,9}{517,9} = 0,722 \text{ m}$$

Rechnerische Fundamentbreite nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.2

$$b' = b - 2 e_b$$

$$b' = 2,98 - 1,444 = 1,536 \text{ m}$$

Neigungsbeiwerte nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.1c)

$$\tan \delta_s = \frac{H}{V} = \frac{204,9}{517,9} = 0,396$$

$$\kappa_t = (1 - 0,7 \cdot 0,397)^3 = 0,378$$

$$\kappa_b = (1 - 0,396)^3 = 0,220$$

a) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1

$$p_b = 18,1 \cdot 2,5 \cdot 33,0 \cdot 0,378 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 1,536 \cdot 23,0 \cdot 0,220 \cdot 1,0 = 654 + 141 = 795 \text{ kN/m}^2$$

$$V_b = 795 \cdot 1,536 = 1215 \text{ kN/m}$$

$$\text{zul } V = \frac{1083}{2,0} = 541,5 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 517,9 \text{ kN/m}$$

b) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\text{zul } p = 18,1 \cdot 2,5 \cdot 16,7 \cdot 0,378 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 1,536 \cdot 9,0 \cdot 0,220 \cdot 1,0 = 286 + 55 = 341 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } V = 341 \cdot 1,536 = 524 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 517,9 \text{ kN/m}$$

3.4.3.2. Grundwasser in Höhe der Gründungssohle

Die Vorbemessung nach DIN 1054 ergab $b = 3,40 \text{ m}$

Für die Grundbruchberechnung reicht aus $b = 3,06 \text{ m}$

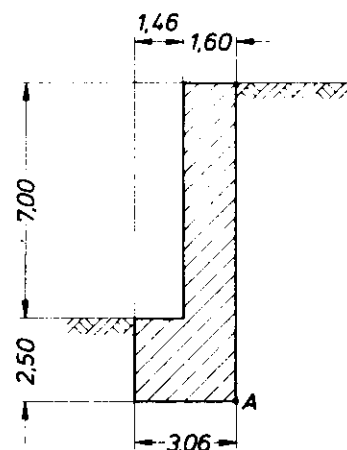


Bild 18.

Mauereigenlast:

$$1,6 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 350,0 \text{ kN/m}$$

$$1,46 \cdot 2,5 \cdot 23,0 = 84,0 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente

$$\text{des Erddruckes} = 88,5 \text{ kN/m}$$

$$V = 522,5 \text{ kN/m}$$

DIN 4017 Blatt 2 Beiblatt

$$M_m = 683,5 - 88,5 \cdot 1,53 - 1,60 \cdot 7,0 \cdot 23,0 \cdot 0,73 = 360,0 \text{ kN m/m}$$

$$e_b = \frac{360,0}{522,5} = 0,689 \text{ m}$$

$$b' = 3,06 - 1,378 = 1,682 \text{ m}$$

$$\tan \delta_s = \frac{204,9}{522,5} = 0,392$$

$$\kappa_t = (1 - 0,7 \cdot 0,392)^3 = 0,726^3 = 0,384$$

$$\kappa_b = (1 - 0,392)^3 = 0,608^3 = 0,226$$

a) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1

$$p_b = 18,1 \cdot 2,5 \cdot 33,0 \cdot 0,384 \cdot 1,0 + 10,7 \cdot 1,682 \cdot 23,0 \cdot 0,226 \cdot 1,0 = 573,4 + 93,6 = 667 \text{ kN/m}^2$$

$$V_b = 667 \cdot 1,682 = 1116 \text{ kN/m}$$

$$\text{zul } V = \frac{1116}{2,0} = 558 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 522,5 \text{ kN/m}$$

b) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\text{zul } p = 18,1 \cdot 2,5 \cdot 16,7 \cdot 0,384 \cdot 1,0 + 10,7 \cdot 1,682 \cdot 9,0 \cdot 0,226 \cdot 1,0 = 290 + 37 = 327 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } V = 327 \cdot 1,682 = 550 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 522,5 \text{ kN/m}$$

3.4.4. Nachweis für Baugrund 2

3.4.4.1. Grundwasser tief unter der Gründungssohle

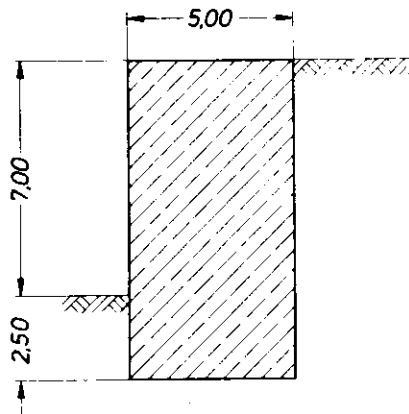
Die Vorbemessung nach DIN 1054 ergab $b = 5,30 \text{ m}$ Für die Grundbruchberechnung reicht aus $b = 5,00 \text{ m}$ 

Bild 19.

Mauereigenlast:

$$5,0 \cdot 9,5 \cdot 23,0 = 1093,5 \text{ kN/m}$$

Vertikale Komponente des Erddruckes

$$= \frac{88,5 \text{ kN/m}}{V = 1182,0 \text{ kN/m}}$$

$$M_m = 683,5 - 88,5 \cdot 2,5 = 462,0 \text{ kN m/m}$$

$$e_b = \frac{462}{1182} = 0,390 \text{ m}$$

$$b' = 5,00 - 0,78 = 4,22 \text{ m}$$

Neigungsbeiwerte nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7.1.1 b)

a) Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1

$$H_b = \eta_p \cdot H = 2,0 \cdot 204,9 = 410 \text{ kN/m}$$

$$V_b = \eta_p \cdot V = 2,0 \cdot 1182 = 2364 \text{ kN/m}$$

$$\cot \varphi' = \cot 15^\circ = 3,73$$

$$\kappa_t = \left(1 - 0,7 \frac{410}{2364 + 4,22 \cdot 50 \cdot 3,73}\right)^3$$

$$\kappa_t = (1 - 0,7 \cdot 0,13)^3 = 0,91^3 = 0,752$$

$$\kappa_b = (1 - 0,13)^3 = 0,87^3 = 0,658$$

$$\kappa_c = 0,752 - \frac{1 - 0,752}{4,0 - 1} = 0,669$$

b) Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\cot \varphi' = \cot 12,1^\circ = 4,66$$

$$\kappa_t = \left(1 - 0,7 \frac{204,9}{1182 + 4,22 \cdot 25 \cdot 4,66}\right)^3 =$$

$$= (1 - 0,7 \cdot 0,122)^3 = 0,915^3 = 0,765$$

$$\kappa_b = (1 - 0,122)^3 = 0,878^3 = 0,676$$

$$\kappa_c = 0,765 - \frac{1 - 0,765}{3,1 - 1} = 0,653$$

c) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1

$$p_b = 50 \cdot 11,0 \cdot 0,669 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 2,5 \cdot 4,0 \cdot 0,752 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 4,22 \cdot 1,0 \cdot 0,658 \cdot 1,0 = 368 + 136 + 50 = 554 \text{ kN/m}^2$$

$$V_b = 554 \cdot 4,22 = 2338 \text{ kN/m}$$

$$\text{zul } V = \frac{2338}{2,0} = 1169 \text{ kN/m} \approx \text{vorh } V = 1182 \text{ kN/m}$$

d) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\text{zul } p = 25 \cdot 9,5 \cdot 0,653 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 2,5 \cdot 3,1 \cdot 0,765 \cdot 1,0 + 18,1 \cdot 4,22 \cdot 0,7 \cdot 0,676 \cdot 1,0 = 155 + 107 + 36 = 298 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } V = 298 \cdot 4,22 = 1258 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 1182 \text{ kN/m}$$

3.4.4.2. Grundwasser in Höhe der GründungssohleDie Vorbemessung nach DIN 1054 ergab $b = 6,00 \text{ m}$ Für die Grundbruchberechnung reicht aus $b = 5,00 \text{ m}$ (siehe Abschnitt 3.4.4.1)

Abmessungen, Belastung und Neigungswerte können von Abschnitt 3.4.4.1 übernommen werden.

a) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.1

$$p_b = 50 \cdot 11,0 \cdot 0,669 + 18,1 \cdot 2,5 \cdot 4,0 \cdot 0,752 + 9,4 \cdot 4,22 \cdot 1,0 \cdot 0,658 = 368 + 136 + 26 = 530 \text{ kN/m}^2$$

$$V_b = 530 \cdot 4,22 = 2237 \text{ kN/m}$$

$$\text{zul } V = \frac{2237}{2,0} = 1118 \text{ kN/m} \approx \text{vorh } V = 1182 \text{ kN/m}$$

Gegebenenfalls Breite um 10 cm vergrößern.

b) Bruchspannung mit einer Sicherheit nach DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 8.2

$$\text{zul } p = 25 \cdot 9,5 \cdot 0,653 + 18,1 \cdot 2,5 \cdot 3,1 \cdot 0,765 + 9,4 \cdot 4,22 \cdot 0,7 \cdot 0,676 = 155 + 107 + 19 = 281 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{zul } V = 281 \cdot 4,22 = 1186 \text{ kN/m} > \text{vorh } V = 1182 \text{ kN/m}$$

3.5. Zusammenstellung der Ergebnisse

Baugrund		Grundwasser tief unter der Sohle		Grundwasser in Höhe der Sohle	
		1 (nicht- bindig)	2 (bindig)	1 (nicht- bindig)	2 (bindig)
Fußbreite der Mauer in m	DIN 1054	2,82 (3,10)	5,30	3,40	6,00
	DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm)	2,97	5,00	3,06	5,00 (5,10)
Kronenbreite der Mauer in m		1,60	5,00	1,60	5,00

Anmerkung: Die Kronenbreite der Mauer ergibt sich aufgrund der Forderung einer ausreichenden Gleitsicherheit (DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm), Abschnitt 7).

232340

**DIN 4018 – Baugrund;
Berechnung der Sohldruckverteilung
unter Flächengründungen –**

RdErl. d. Innenministers v. 10. 9. 1975 –
V B 3 – 470.104

1. Die von der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß überarbeitete Norm

Anlage

DIN 4018 (Ausgabe September 1974)

– Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung
unter Flächengründungen –

wird als Richtlinie nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Ausgabe September 1974 dieser Norm ersetzt die frühere Ausgabe August 1957 – Flächengründungen; Richtlinien für die Berechnung –, die mit RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 19. 10. 1959 (MBI. NW. S. 2673/SMBI. NW. 232340) als Hinweis bauaufsichtlich eingeführt worden ist.

2. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

Spalte 1: 4018

Spalte 2: September 1974

Spalte 3: Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen

Spalte 4: R

Spalte 5: 10. 9. 1975

Spalte 6: MBI. NW. S. 1768
SMBI. NW. 232340

3. Den RdErl. des Ministers für Wiederaufbau v. 19. 10. 1959 (SMBI. NW. 232340), mit dem die Norm DIN 4018 (Ausgabe August 1957) als Hinweis bauaufsichtlich eingeführt worden ist, hebe ich auf.
4. Weitere Stücke des Normblattes DIN 4018 können beim Beuth Verlag GmbH, 1 Berlin 30, Burggrafenstraße 4–7, und 5 Köln 1, Kamekestraße 2–8, bezogen werden.

Baugrund

**Berechnung der Sohldruckverteilung
unter Flächengründungen****DIN
4018**

Erläuterungen und Berechnungsbeispiele zu dieser Norm sind in Vorbereitung; bis dahin siehe DIN-Taschenbuch 36 Baunormen Baugrund, 1972, Seite 79 ff.

In dieser Norm sind die von außen auf ein Bauwerk einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Geltungsbereich	6.2. Vorgegebene Sohldruckverteilungen
2. Zweck	6.2.1. Geradlinig begrenzte Bodenpressungen
3. Begriff	6.2.2. Sohldruckverteilung nach Boussinesq
4. Unterlagen	6.2.2.1. Allgemeines
4.1. Allgemeine Angaben	6.2.2.2. Zweiaxig ausgesteifte Bauwerke
4.2. Baugrundaufschlüsse und -darstellungen	6.2.2.3. Einachsig ausgesteifte Bauwerke
4.3. Kenngrößen des Baugrunds	6.2.3. Belastungsgleiche Verteilung
4.4. Maßgebende Rechenwerte	6.3. Verformungsabhängige Sohldruckverteilung
5. Steifigkeit des Bauwerks	6.3.1. Bettungsmodulverfahren (Federmodell)
6. Berechnungsverfahren	6.3.2. Steifemodulverfahren (Halbraummodell)
6.1. Allgemeines	6.3.3. Kombinierte Verfahren (Halbraum- und Federmodell)

1. Geltungsbereich

Die Norm befaßt sich mit den Grundlagen und den Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen auf bindigen und nichtbindigen Böden bei Wohn- und Geschäftshäusern, Industriebauten, Speichern, Behältern u. ä. mit vorwiegend senkrechten Lasten.

Die nachstehenden Berechnungsverfahren sind als Näherungsverfahren anwendbar, wenn die Begrenzung der Schichten unter der Flächengründung annähernd waagrecht und eben ist. Selbst dann muß damit gerechnet werden, daß der Baugrund sich örtlich ungleichmäßig verhält. Deswegen muß der Einfluß von Störzonen entweder im Ansatz der Berechnung erfaßt oder — falls das nicht möglich ist — im Ergebnis berücksichtigt werden. In ungünstigen Fällen ist eine gleichsam nur punktweise Auflagerung auf den widerstandsfähigeren Stellen des Baugrunds anzunehmen.

2. Zweck

Die Norm hat den Zweck, die Berechnung von Flächengründungen auf einheitlicher Grundlage zu ermöglichen. Hierzu sind vereinfachende Annahmen und die Einfühllichkeit der Biegemomente von Flächengründungen gegen kleine Veränderungen der nur näherungsweise bestimm- baren Sohldruckverteilung und mit Rücksicht auf den Einfluß gegenseitiger lotrechter Verschiebungen von Stützen und Wänden können derartige Berechnungen nicht so genau durchgeführt werden wie bei den übrigen Gliedern eines Ingenieurbauwerks. Trotzdem sollen das statische System und seine Formänderungen mit möglichst großer Annäherung an die Wirklichkeit erfaßt werden.

3. Begriff

Flächengründungen im Sinne dieser Norm sind Gründungsplatten und Gründungstreifen, bei denen ein Nachweis der Biegemomente erforderlich ist.

4. Unterlagen

Für eine Berechnung von Flächengründungen müssen die folgenden Unterlagen gegeben sein.

4.1. Allgemeine Angaben

Angaben über die Gründungstiefe, die allgemeine Durchbildung der Baukörper, die Größe und Art der Belastungen der Gründung für die verschiedenen Lastfälle und die Lage zu benachbarten Bauwerken. Zu den angreifenden Kräften gehört auch die Sohlbelastung infolge des Auftriebs.

4.2. Baugrundaufschlüsse und -darstellungen

DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben, Aufschlüsse im Boden

DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben

DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (Folgeausgabe, z. Z. noch Entwurf)

DIN 4094 Blatt 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte, Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte

DIN 4094 Blatt 2 (Vornorm) —; —, Hinweise für die Anwendung

DIN 4107 —; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken

Frühere Ausgaben: 8.57 x

Änderung September 1974:
Redaktionell überarbeitet. Fachausdrücke und Formel-
zeichen an DIN 4015 angepaßt.

4.3. Kenngrößen des Baugrunds

Angaben über den Steife- oder Bettungsmodul. Der Steifemodul kann aus Kompressionsversuchen oder aus Erfahrungen gewonnen werden (siehe DIN 4019 Blatt 1). Der mittlere Bettungsmodul unter dem Bauwerk kann durch eine Setzungsrechnung nach DIN 4019 Blatt 1 für einen starren Körper mit repräsentativen Abmessungen bestimmt werden, indem man den die Setzung erzeugenden mittleren Sohldruck durch die Setzung dividiert oder aus Erfahrungen, z. B. Messungen am Bauwerk, gewonnen werden.

4.4. Maßgebende Rechenwerte

Näherungsweise genügt es, bei homogenem Boden mit einem konstanten Bettungs- oder Steifemodul zu rechnen. Dieser ergibt sich durch Mittelbildung aus den Kenngrößen (siehe Abschnitt 4.3), die in der Regel nur für verhältnismäßig wenige Stellen des Baugrunds bestimmt werden können.

Die Treffsicherheit, mit der die Rechenwerte das wirkliche Verhalten des Bodens erfassen, ist von entscheidender Bedeutung für die Zuverlässigkeit der Berechnung. Fallweise muß auch mit unter dem Grundriß unterschiedlichen Werten gerechnet werden. Es wird empfohlen, bei der Festlegung der Rechenwerte in schwierigen Fällen eine Versuchsanstalt hinzuzuziehen.

5. Steifigkeit des Bauwerks

Da die Verformung des Bauwerks die Sohldruckverteilung wesentlich beeinflusst, ist die Steifigkeit des Gesamtbauwerks (Platte und tragende Aufbauten) in beiden Achsrichtungen näherungsweise abzuschätzen und der Sohldruckberechnung zugrunde zu legen.

Ist das Bauwerk durch Außenwände und tragende Innenwände und Decken oder andere statisch wirksame Bauglieder räumlich genügend ausgesteift, so kann der Gesamtkörper als starr gelten. Der Sohldruck verursacht dann je nach seiner Verteilung mehr oder weniger große zusätzliche Beanspruchungen der aussteifenden Bauglieder.

6. Berechnungsverfahren

6.1. Allgemeines

Für die Praxis kommen zur Zeit vier Verfahren in Frage:

- a) das statisch bestimmte Spannungstrapezverfahren,
- b) das Bettungsmodulverfahren,
- c) das Steifemodulverfahren und
- d) das kombinierte Verfahren.

Die Verfahren b) bis d) sind statisch unbestimmt. Keines der genannten Verfahren gibt das wirkliche Kraft- und Verformungsbild exakt wieder. Bei sachkundiger Auswahl des Verfahrens und der Rechenwerte genügen sie aber als Bemessungsgrundlage.

Die Berechnungen setzen voraus, daß die mittleren Sohlsparnungen den Baugrund — abgesehen von örtlich begrenzten Randstörungen — nicht bis zum Fließzustand oder Bruch beanspruchen. Dies ist immer anzunehmen, wenn die nach DIN 1054 zulässigen Bodenpressungen nicht überschritten werden.

Rechnerische Spannungsspitzen, z. B. am Rande des Gründungkörpers, müssen wegen des Auftretens plastischer Baugrundverformungen entsprechend den jeweiligen Verhältnissen überschlägig abgemindert werden. Dabei müssen die Gleichgewichtsbedingungen gewahrt bleiben. Ebenso ist zu beachten, daß Zugspannungen in der Sohle nicht auftreten können.

6.2. Vorgegebene Sohldruckverteilungen

6.2.1. Geradlinig begrenzte Bodenpressungen

Dieser einfache Ansatz genügt bei leichten Bauwerken mit hinreichend gleichmäßiger Lastverteilung. Er kann aber zu einer Überbemessung der Gründung führen, jedoch

nicht, wenn sich die Lasten in dem mittleren Bereich einer sehr biegesteifen Flächengründung konzentrieren (siehe Abschnitt 6.2.2).

6.2.2. Sohldruckverteilung nach Boussinesq

6.2.2.1. Allgemeines

Die Sohldruckverteilung unter sehr biegesteifen Bauwerken darf nach den Gleichungen von Boussinesq berechnet werden, wenn wenigstens annähernd vorausgesetzt werden kann, daß unmittelbar unter der Gründungssohle eine tiefreichende Schicht mit einheitlichem und unveränderlichem Steifemodul E_s liegt, deren Mächtigkeit größer ist als die Breite des untersuchten Fundaments.

Mit abnehmender Schichtmächtigkeit und unter der Voraussetzung, daß die Zusammendrückbarkeit der tieferen Schichten vernachlässigt werden kann, nähert sich die Druckverteilung allmählich einer gleichmäßigen Sohlsparnung. Das gilt besonders bei ausgedehnten Grundflächen.

6.2.2.2. Zweiaxsig ausgesteifte Bauwerke

Die Sohldruckverteilung ergibt sich nach Abschnitt 6.2.2.1. Für die einzelnen Plattenfelder kann eine gemittelte Sohldruckverteilung angenommen und die Berechnung für eine biegsame Platte durchgeführt werden.

6.2.2.3. Einaxsig ausgesteifte Bauwerke

In Richtung der Aussteifung ergibt sich ungefähr die Sohldruckverteilung nach Abschnitt 6.2.2.1. Sie ruft in den Aussteifungsgliedern zusätzliche Beanspruchungen hervor.

Quer zur ausgesteiften Richtung können die Sohldruckverteilungen nach einem der unter Abschnitt 6.3 angegebenen Verfahren ermittelt werden. Wird hierzu die Berechnung von Setzungen benötigt, so genügt es, diese nur für einen kennzeichnenden Querschnitt (Bild 1) zu bestimmen.

Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Verbiegung der Platte parallel zu den aussteifenden Gliedern vernachlässigt werden darf. Sie kann jedoch nachträglich dadurch berücksichtigt werden, daß die für den kennzeichnenden Querschnitt errechnete mittlere Bewehrung entsprechend der Sohldruckverteilung in der ausgesteiften Achse verteilt wird.

6.2.3. Belastungsgleiche Verteilung

Sehr weiche Baukörper nähern sich dem Grenzfall des im Verhältnis zum Untergrund schlaffen Bauwerks, bei dem Flächenlasten und Sohldruck gleich groß sind. Die Durchbiegungen der Flächengründungen sind hierbei gleich den Setzungen, die unter den gegebenen Flächenlasten entstehen.

6.3. Verformungsabhängige Sohldruckverteilung

Sind die vorstehenden vereinfachten Verfahren nicht anwendbar, so stehen zur Zeit folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

6.3.1. Bettungsmodulverfahren (Federnmodell)

Das Bettungsmodulverfahren besteht darin, daß der Sohldruck verhältnismäßig der zugehörigen Einsenkung der Gründung angesetzt wird. Es führt zu hinreichend genauen Ergebnissen bei langen biegsamen Gründungsbalken und ausgedehnten biegsamen Gründungsplatten mit jeweils wenigen Einzellasten, deren Angriffspunkte in ihrer Höhe gegeneinander verschieblich sind, sowie bei mit der Tiefe linear von Null zunehmendem Steifemodul oder bei dünnen weichen Schichten auf harter Unterlage.

6.3.2. Steifemodulverfahren (Halbraummodell)

Das Steifemodulverfahren besteht darin, daß diejenige Sohldruckverteilung angestrebt wird, bei der die Form der Durchbiegungsfläche der Gründung mit der Form der Setzungsmulde des Untergrundes möglichst gut überein-

DIN 4018

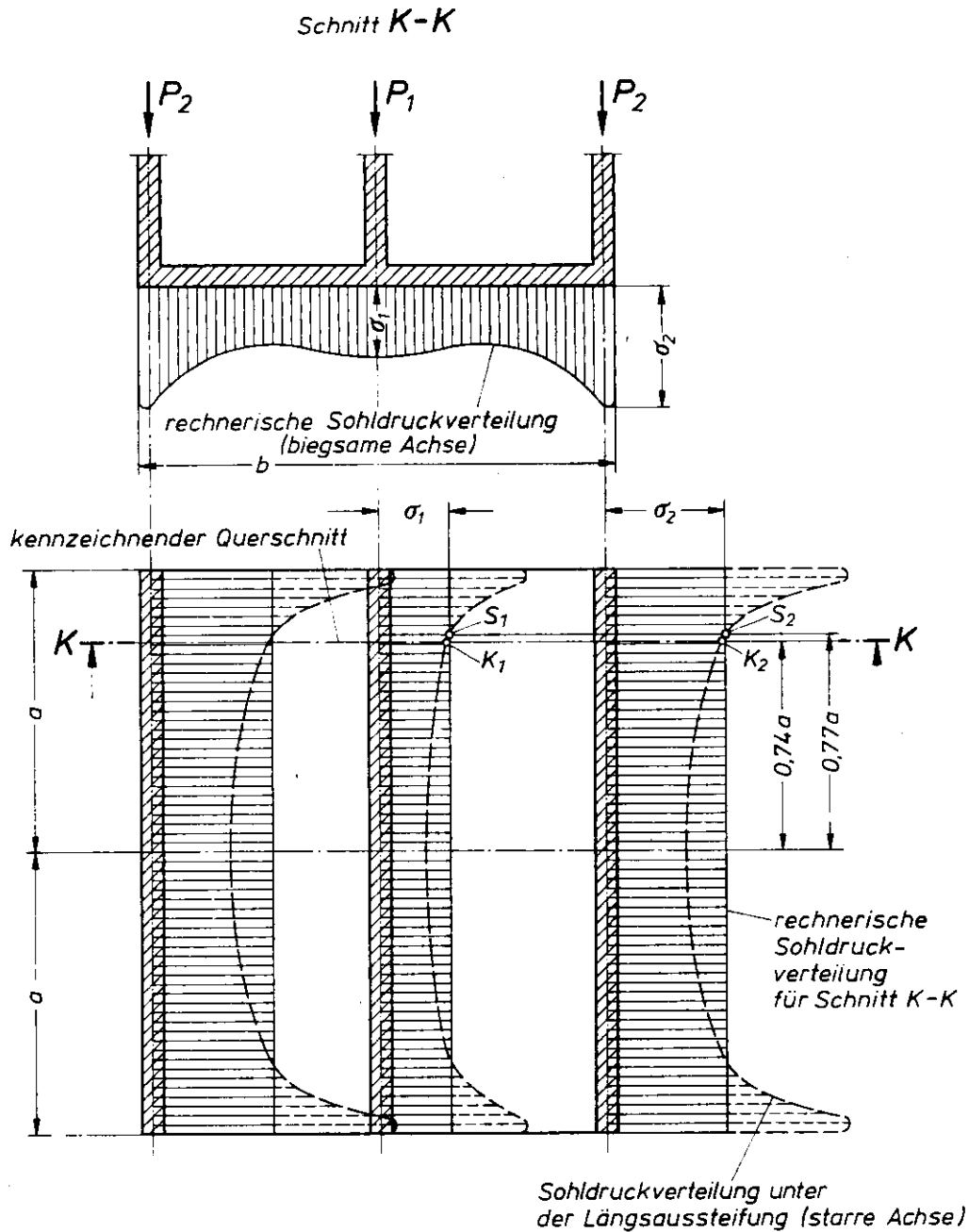


Bild 1. Sohlverteilung unter einem einachsrig ausgesteiften Bauwerk
 K_1, K_2 Schnittpunkte der Formänderungen (Setzungsmulden)
 S_1, S_2 Schnittpunkte der Sohlpressungen

stimmt. Es kann bei beliebiger Schichtung des Baugrunds angewendet werden. Bei einfachen Berechnungen wird meist vorausgesetzt, daß der Baugrund einen konstanten Steifemodul besitzt. Dies trifft am ehesten bei bindigen Böden mit großer Schichtmächtigkeit zu.

6.3.3. Kombinierte Verfahren (Halbraum- und Federmodell)

Für einen linear, aber nicht von Null, mit der Tiefe zunehmenden Steifemodul sind kombinierte Lösungen durch Verbindung des Bettungsmodul- und des Steifemodulverfahrens entwickelt worden.

232340

**DIN 4019 – Baugrund;
Setzungsberechnungen bei lotrechter,
mittiger Belastung –**

RdErl. d. Innenministers v. 11. 9. 1975 –
V B 3 – 470.105

1. Von der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß ist die Norm DIN 4019 Blatt 1 überarbeitet worden.

Die Norm

Anlage

DIN 4019 Blatt 1 (Ausgabe September 1974)

– Baugrund; Setzungsberechnungen bei
lotrechter, mittiger Belastung –

wird als Richtlinie nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Ausgabe September 1974 dieser Norm ersetzt die frühere Ausgabe Juni 1958 x, die mit RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 20. 10. 1959 (MBI. NW. S. 2681/SMBI. NW. 232340) bauaufsichtlich eingeführt worden ist.

2. Bei Anwendung der Norm DIN 4019 Blatt 1 (Ausgabe September 1974) ist folgendes zu beachten:

Alle maßgebenden Rechenwerte sind durch Baugrundgutachten festzulegen.

3. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

Spalte 1: 4019 Blatt 1

Spalte 2: September 1974

Spalte 3: Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung

Spalte 4: R

Spalte 5: 11. 9. 1975

Spalte 6: MBI. NW. S. 1772

SMBI. NW. 232340

4. Den RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 20. 10. 1959 (SMBI. NW. 232340), mit dem die Norm DIN 4019 Blatt 1 (Ausgabe Juni 1958 x) bauaufsichtlich eingeführt worden ist, hebe ich auf.

5. Weitere Stücke des Normblattes DIN 4019 Blatt 1 können beim Beuth Verlag GmbH, 1 Berlin 30, Burggrafenstraße 4–7, und 5 Köln 1, Kamekestraße 2–8, bezogen werden.

DK 624.131.542 : 624.15

DEUTSCHE NORMEN

Anlage

September 1974

Baugrund
Setzungsberechnungen
bei lotrechter, mittiger Belastung

DIN
4019
Blatt 1

Diese Norm entstand in mehrjährigen Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Sie entspricht dem heutigen Stand der Erkenntnisse. Die angegebenen Verfahren liegen auf der sicheren Seite.

Ein Beiblatt mit Erläuterungen und Berechnungsbeispielen zu dieser Norm ist in Vorbereitung.

In dieser Norm sind die von außen auf ein Stützbauwerk einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Geltungsbereich 2. Zweck 3. Unterlagen 3.1. Allgemeine Angaben 3.2. Baugrundaufschlüsse und -darstellungen 3.3. Kenngrößen für die Zusammendrückbarkeit des Bodens 3.4. Maßgebende Rechenwerte 4. Lastannahmen und Lastfälle 5. Vereinfachung des Schichtenbildes 6. Sohlspannung 7. Spannungen im Boden 7.1. Allgemeines 7.2. Überlagerungsspannungen infolge der Eigenlast des Bodens (Erdauflast)	7.3. Spannungen infolge Baugrubenaushubs und der Bauwerkslasten 8. Grenztiefe 9. Setzungsermittlung 9.1. Unmittelbare Bestimmung aus Erfahrungswerten 9.2. Mittelbare Bestimmung aus Laborversuchen 10. Anpassen der errechneten Setzungen an das Verhalten des Bauwerks 11. Setzungsunterschiede 12. Starre Gründungskörper 13. Abminderungsbeiwerte 14. Zeitlicher Verlauf der Setzungen 15. Setzungsbeobachtungen
---	---

1. Geltungsbereich

Die Norm enthält im wesentlichen die Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Größe und des Zeitverlaufs der Bauwerkssetzungen. Sie beschränkt sich dabei auf Verfahren zur Berechnung der lotrechten, durch Zusammendrücken oder Gestaltsänderung des Baugrunds entstehenden Setzungen der Gründungskörper bei lotrechter mittiger Belastung für die Grenzfälle schlaffer oder starrer Bauwerke mit ausreichender Grundbruchsicherheit nach DIN 1054. Sie erfaßt aber nicht die Setzungen infolge von Grundwasserströmungen, Erschütterungen, Temperatureinwirkungen, Austrocknen des Bodens oder von bergbaulichen Maßnahmen, und auch keine Hebungen.

2. Zweck

Diese Norm soll dem Entwurfsbearbeiter die Möglichkeit geben, Setzungsberechnungen — soweit erforderlich — in enger Zusammenarbeit mit demjenigen, der die Baugrundprüfung vorgenommen hat, selbst aufzustellen. Außerdem wird mit dieser Norm den Versuchsanstalten ein einheitliches Verfahren empfohlen. Wegen der vereinfachenden Annahmen und der oft notwendigen Mittelbildungen können derartige Berechnungen nur zu Schätzungen der Setzungen führen, die nicht selten bis zu 50 % unterschritten, in Ausnahmefällen auch überschritten werden. Aus diesem Grunde sind Setzungsberechnungen in möglichst einfacher Form ohne überflüssigen Arbeitsaufwand und ohne übertriebene Genauigkeit aufzustellen.

Die genannten Berechnungsverfahren sind nur als Empfehlungen zu betrachten. Andere Verfahren sind zulässig. Die Fälle, in denen Setzungsberechnungen zu fordern sind, gehen aus DIN 1054, „Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds“, Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.3, hervor.

3. Unterlagen

Für eine Setzungsberechnung müssen die folgenden Unterlagen gegeben sein.

3.1. Allgemeine Angaben

Angaben über die Gründungstiefe, die Abmessungen und die Durchbildung der Bauwerke sowie über die Werte und den zeitlichen Verlauf der Belastungen der Gründungskörper, getrennt nach ständigen und kurzfristigen Lasten.

3.2. Baugrundaufschlüsse und -darstellungen

DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben, Aufschlüsse im Boden

DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben

DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (Folgeausgabe, z. Z. noch Entwurf)

DIN 4094 Blatt 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte, Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte

DIN 4094 Blatt 2 (Vornorm) Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte, Hinweise für die Anwendung

DIN 4107 Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken

Fachnormenausschuß Bauwesen (FNBau) im Deutschen Normenausschuß (DNA)

Frühere Ausgaben: 5.55, 6.58 x

Änderung September 1974:
Redaktionell überarbeitet.
Fachausdrücke Formelzeichen an DIN 4015 angepaßt.

3.3. Kenngrößen für die Zusammendrückbarkeit des Bodens

Diese können entweder durch eine Auswertung von Setzungsbeobachtungen bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen und/oder aus Laborversuchen, z. B. Kompressionsversuch¹⁾, dreiaxialer Druckversuch¹⁾ bzw. Feldversuchen, z. B. Lastplattenversuch¹⁾ gewonnen werden. In beiden Fällen können Kenngrößen für die Zusammendrückbarkeit des Bodens auch mittelbar, z. B. aus Sondierungen oder anderen Feldversuchen, gewonnen werden, wenn die Beziehungen durch Erfahrung ausreichend gesichert sind.

3.4. Maßgebende Rechenwerte

Da die Kenngrößen für die Zusammendrückbarkeit nur für verhältnismäßig wenige Stellen des Baugrunds ermittelt werden können, müssen in der Setzungsberechnung sachkundig gemittelte Rechenwerte eingesetzt werden.

Die Treffsicherheit, mit der die Rechenwerte das wirkliche Verhalten des Bodens erfassen, ist für die Zuverlässigkeit der Berechnung von entscheidender Bedeutung. Bei Festlegung dieser Werte sollte daher derjenige hinzugezogen werden, der die Baugrundprüfung vorgenommen hat.

4. Lastannahmen und Lastfälle

Für die Lastannahmen und Lastfälle gelten DIN 1054 und DIN 1055 Blatt 2 (Folgeausgabe, z. Z. noch Entwurf).

5. Vereinfachung des Schichtenbildes

Nach Möglichkeit soll die Berechnung dadurch vereinfacht werden, daß durch Mittelwertbildung eine oder mehrere Schichten unter dem Bauwerk angenommen werden, für die jeweils ein Steifemodul oder eine kennzeichnende Drucksetzungslinie festgelegt worden ist.

6. Sohlspannung

Für die Setzungsberechnung kann die in der Sohlfuge wirkende Spannung dadurch ermittelt werden, daß die ständigen Lasten der einzelnen Gründungkörper abzüglich des Sohlenwasserdruckes bei mittlerer Belastung gleichmäßig verteilt werden.

7. Spannungen im Boden

7.1. Allgemeines

Zum Ermitteln der Einflußtiefe und bei der mittelbaren Setzungsberechnung (siehe Abschnitt 9.2) werden die lotrechten Bodenspannungen benötigt.

Die in den einzelnen Schichten wirkenden lotrechten Bodenspannungen bestehen aus den Überlagerungsspannungen infolge der Eigenlast des Bodens (Erdauflast) und den Spannungen infolge Baugrubenaushubs und der Bauwerkslasten. Die Gesamtspannung ist die Summe aus diesen beiden (siehe Bild 1).

7.2. Überlagerungsspannungen infolge der Eigenlast des Bodens (Erdauflast)

Die Eigenlastspannungen des Bodens vor Aushub der Baugrube entsprechen dem darüber lastenden Gewicht des Bodens, das unter Berücksichtigung des mittleren Grundwasserstandes zu bestimmen ist.

7.3. Spannungen infolge Baugrubenaushubs und der Bauwerkslasten

Für die Ermittlung der Spannungen, die infolge der Entlastung durch den Baugrubenaushub und infolge der Belastung durch das Bauwerk zusätzlich im Baugrund auftreten, wird der Baugrund vereinfacht als ein allseitig gleichartiger, gewichtsloser, elastischer Körper mit einheitlichem Elastizitätsmodul und unendlich ausgedehnter waagerechter Oberfläche in Höhe der Gründungssohle aufgefaßt.

Über die Druckverteilung im Baugrund unter Gleichlasten mit verschiedenen Grundrißformen finden sich zahlreiche Tafeln im Schrifttum.

Bei einem Verhältnis $t/b > 0,5$ empfiehlt es sich, den Einfluß der Einbindetiefe des Bauwerks auf die Spannungsverteilung zu berücksichtigen.

Hierin bedeuten:

t die Einbindetiefe des Gründungskörpers in den Halbraum

b die kleinere Seite der Grundfläche des Gründungskörpers

Die Beeinflussung des Spannungszustandes durch benachbarte Lasten ist zu berücksichtigen.

8. Grenztiefe

Die Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht kann, von einigen Ausnahmen abgesehen, dort begrenzt werden, wo die lotrechte Gesamtspannung den ursprünglichen Überlagerungsdruck um 20% überschreitet (siehe Bild 1). Das ist gewöhnlich in einer Tiefe $z = b$ bis $z = 2b$ der Fall.

9. Setzungsermittlung

9.1. Unmittelbare Bestimmung aus Erfahrungswerten

Das Verfahren beruht auf der Gleichung

$$s = \frac{\sigma_0 \cdot b \cdot f}{E_m}$$

Hierbei ist

σ_0 die mittlere Bodenpressung unter dem Bauwerk oder dem Bauteil (Gründungskörper), die bei einfach verdichteten Böden ggf. um den Überlagerungsdruck $\gamma \cdot t$ zu verringern ist.

$E_m = \frac{E_s}{\alpha}$ mittlerer Zusammendrückungsmodul, wobei E_s

ein mittlerer Steifemodul des Baugrunds aus dem Kompressionsversuch ist und α der Abminderungsbeiwert nach Abschnitt 13, Tabelle 1.

f Setzungsbeiwert, abhängig von der Geometrie des Gründungskörpers, der Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht und der Querdehnungszahl μ , welche näherungsweise mit 0, genauer bis zu $\approx 1/3$ angesetzt werden kann.

b Bezugslänge der Grundfläche

Diese Gleichung kann verwendet werden:

- a) zur Bestimmung des mittleren Zusammendrückungsmoduls bei der Auswertung von Setzungsbeobachtungen,
- b) zur Berechnung der Setzungen bei gegebenem mittlerem Zusammendrückungsmodul des Baugrunds. Bei der Auswertung von Setzungsmessungen und der Verwendung so gewonnener E_m -Werte für eine Setzungsberechnung müssen Flächen gleicher Größenordnung vorhanden sein. Dabei muß mit der gleichen Querdehnungszahl gerechnet werden.
- c) zur Berechnung der Setzungen bei einheitlichen und geschichteten Böden, wenn die Moduli E_m für die einzelnen Schichten anderweitig bekannt sind.

9.2. Mittelbare Bestimmung aus Laborversuchen

Bei den beiden nachstehenden Verfahren zur Berechnung der Setzungen muß zwischen den Sofortsetzungen (volumenbeständige Gestaltänderung wassergesättigter bindiger Böden), den primären Konsolidationssetzungen und den selteneren sekundären Setzungen (Kriechen) unterschieden werden. Die Sofortsetzungen werden mit dem Elastizitätsmodul des Zylinderdruck- oder des nichtentwässerten dreiaxialen Druckversuchs, die primären Setzungen mit dem Steifemodul des Kompressions- oder des entwässerten dreiaxialen Druckversuchs berechnet. Die Sofortsetzungen werden in dieser Norm nicht weiter behandelt,

¹⁾ Norm in Vorbereitung.

DIN 4019 Blatt 1

sondern näherungsweise bei der Wahl des nachstehenden Abminderungsbeiwertes α berücksichtigt. Die sekundären Setzungen haben keinen berechenbaren Endwert. Man erhält hiernach für die Gesamtsetzung ohne Sekundärsetzung

$$s = \alpha \cdot s_1$$

s_1 berechnete Konsolidationssetzung

α Abminderungsbeiwert (siehe Abschnitt 13)

Bei diesem Berechnungsverfahren wird vom Kompressionsversuch ausgegangen. Die einachsige Verformung des Bodens in diesem Versuch tritt in der Natur nur unter im Vergleich zur Schichtdicke weit ausgedehnten Belastungen auf. Wegen der unvermeidlichen Probestörung bei Entnahme und Einbau ist der Kompressionsversuch für nichtbindige Böden wenig geeignet. Im Verfahren wird eine Querdehnungszahl des Bodens $\mu = 0$ angenommen. Die in der Berechnung berücksichtigten Schichten sind soweit in Teilschichten zu unterteilen, daß die Spannungslinien einigermaßen stetig verlaufen.

Der für die Setzung einer Teilschicht maßgebende Druck ist der Unterschied zwischen der Belastung der Teilschicht vor Beginn und nach Vollendung der Baumaßnahmen (siehe Bild 1). In der Regel ist der erstere Belastungsfall durch die Eigenlast des Bodens gegeben (siehe Abschnitt 7). Die diesen beiden Druckspannungen entsprechenden Setzungsanteile werden aus der Drucksetzungslinie (siehe Bild 1 d) entnommen (die nach Untersuchung von Bodenproben der Teilschicht gewonnen ist) und voneinander abgezogen (siehe Bild 1 b).

Bei erstverdichteten Böden muß der Erstbelastungsast der Drucksetzungslinie verwendet werden. Die Drucksetzungslinie gilt ohne weiteres nur für Schichten unterhalb der Entnahmetiefe der Probe. Bei überverdichteten Böden ist der Wiederbelastungsast der Drucksetzungslinie nach einer Entlastung maßgebend.

Aus dem Produkt der Höhe der Teilschichten mit den zugehörigen Einheitssetzungen (Setzungen in Anteilen der ursprünglichen Höhe der Probe) ergibt sich die Setzung der Teilschicht als Inhalt der Setzungsfläche ΔF_1 .

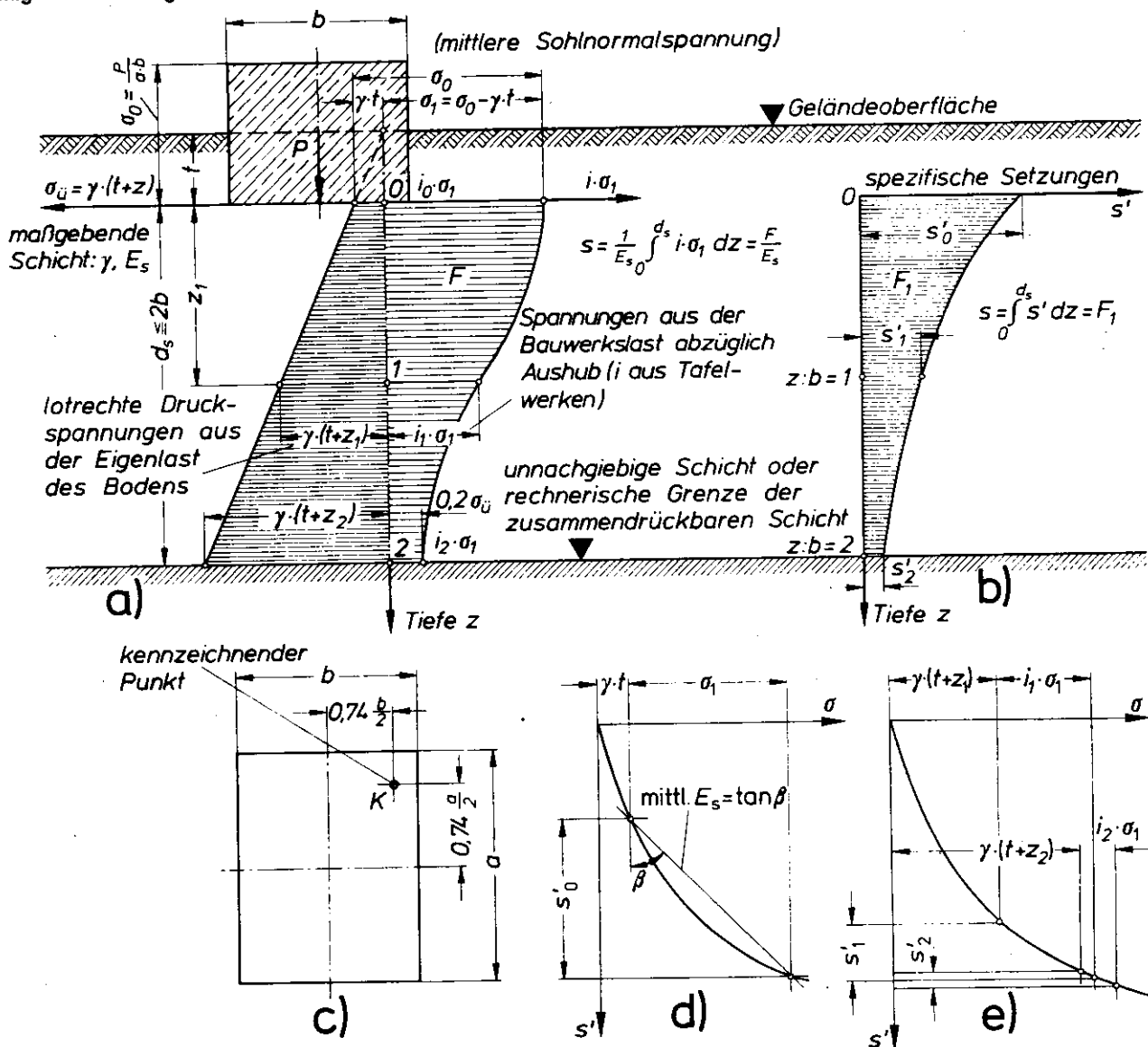


Bild 1. Schema einer allgemeinen Setzungsberechnung für eine einheitliche Schicht

- a) Druckverteilung im Baugrund aus der Eigenlast des Bodens und der Bauwerkslast
b) Verteilung der spezifischen Setzungen aus a) und e)

- c) Lage des kennzeichnenden Punktes
d) Drucksetzungslinie mit Bestimmung des mittleren Steifemoduls
e) Drucksetzungslinie mit Ermittlung der spezifischen Setzungen für die Punkte 1 und 2

Statt der unmittelbaren Verwendung der Drucksetzungslinie kann für den in Betracht kommenden Druckbereich mit einem unveränderlichen mittleren Steifemodul E_s gerechnet werden, indem die linear oder halblogarithmisch aufgetragene Drucksetzungslinie in dem genannten Druckbereich durch eine Gerade ersetzt wird (siehe Bild 1 d) oder geschätzte Werte verwendet werden. Die Teilsetzung jeder Schicht ist dann gleich der zugehörigen Spannungsfläche ΔF , geteilt durch den mittleren Steifemodul E_s dieser Schicht. Die Summe der Setzungen der Teilschichten ergibt die Gesamtsetzung.

10. Anpassen der errechneten Setzungen an das Verhalten des Bauwerks

Ist eine setzungsempfindliche Schicht von unterschiedlicher Dicke vorhanden, so müssen die verschieden großen Setzungen der einzelnen Punkte der Gründung bei starren Fundamenten durch eine schiefe Ebene ausgeglichen werden, da sich ein starrer Körper nicht durchbiegen kann.

11. Setzungsunterschiede

Durch die Setzungsberechnung nach Abschnitt 9 werden lediglich die Setzungen einzelner Punkte (Ecken, Seitenmitten, Flächenmitten) von biegeweichen Gründungskörpern und aufgehenden Konstruktionen berechnet. Dabei können sich erhebliche Setzungsunterschiede ergeben. Bei biegesteifen Bauwerken werden diese Setzungsunterschiede mit zunehmender Steifigkeit der Gründung und der Aufbauten (aussteifende Wände) in immer stärkerem Maße ausgeglichen, jedoch nur, wenn das Bauwerk die dabei auftretenden Biege- und Scherbeanspruchungen aufnehmen kann. Für die Berechnung derartiger statisch unbestimmter Systeme sind die in der Baustatik geltenden Regeln anzuwenden. Für den Sonderfall der auf dem elastischen Halbraum ruhenden Balken und Platten wird auf DIN 4018 verwiesen.

12. Starre Gründungskörper

Bei starren Gründungskörpern ohne gegenseitige Beeinflussung kann die einheitliche Setzung aller Punkte mit Hilfe der folgenden Annahmen berechnet werden:

- als der 0,75fache Wert der Setzung des Flächenmittelpunktes eines biegeweichen Gründungskörpers oder
- für den kennzeichnenden Punkt der Grundrißfläche eines biegeweichen Gründungskörpers oder
- aus Tabellenwerken für starre Fundamente.

13. Abminderungsbeiwerte

Da sich die wirklichen Konsolidationssetzungen s erfahrungsgemäß von den nach Abschnitt 9.2 berechneten unterscheiden, werden die berechneten Setzungen s_1 mit Abminderungsbeiwerten α multipliziert $s = \alpha \cdot s_1$.

Sofern nicht genauere Unterlagen vorhanden sind, können hierfür die Beiwerte nach Tabelle 1 eingesetzt werden.

Tabelle 1. Mittlere Abminderungsbeiwerte α

Bodenart	α $\approx$
Sand und Schluff	$\frac{2}{3}$
einfach verdichteter und leicht überverdichteter Ton	1
stark überverdichteter Ton	$\frac{1}{2}$ bis 1

14. Zeitlicher Verlauf der Setzungen

Bei einfach verdichtetem bindigem Boden wird der ungefähre zeitliche Verlauf der Setzungen des Bauwerks überschlägig aus den im Versuch gewonnenen Zeitsetzungslinien abgeleitet. Dabei wird für jede Bodenschicht diejenige Zeitsetzungslinie der Versuche ausgewählt, deren Laststufe dem in Schichtmitte bestimmten Unterschied zwischen der Gesamtspannung und der allein aus der Erdauflast folgenden Spannung (siehe Abschnitt 7.2) am nächsten liegt. Die unter dem Bauwerk ermittelten Setzungen treten bei Schichten, deren Porenwasser nach oben und unten abfließt, und deren Mächtigkeit im Verhältnis zur Bauwerksbreite klein ist, nach der Zeit

$$t_2 = t_1 \frac{h_2^2}{h_1^2}$$

ein, worin t_1 die im Versuch für die Setzung gefundene Zeit, h_1 die Probenhöhe des Versuchskörpers und h_2 die Schichthöhe unter dem Bauwerk sind. Bei einseitiger Entwässerung (nach oben oder nach unten) ist für h_2 die doppelte Schichtmächtigkeit einzusetzen.

15. Setzungsbeobachtungen

Die Setzungsberechnung sollte im Hinblick auf Abschnitt 9.1 durch Setzungsmessungen am fertigen Bauwerk nach DIN 4107 „Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken“ überprüft werden.

232340

**DIN 4084 – Baugrund;
Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken
beziehungsweise Böschungen zur Verhinderung
von Gelände- beziehungsweise Böschungsbruch –**

RdErl. d. Innenministers v. 12. 9. 1975 –
V B 3 – 470.115

1. Von der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß wurden die Normblätter der DIN 4084 erarbeitet.

Die überarbeitete

Anlage 1

Vornorm**DIN 4084 Blatt 1** (Ausgabe Februar 1974)

- Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken zur Verhinderung von Geländebruch –
und die erstmalig erarbeitete

Anlage 2

Vornorm**DIN 4084 Blatt 2** (Ausgabe Februar 1974)

- Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Böschungen zur Verhinderung von Böschungsbruch –

werden als Richtlinie, das erstmalig erarbeitete Normblatt

Anlage 3

DIN 4084 Beiblatt (Ausgabe Oktober 1974)

- Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken beziehungsweise Böschungen zur Verhinderung von Gelände- beziehungsweise Böschungsbruch;
Erläuterungen und Berechnungsbeispiele –

wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

2. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBl. NW. 2323), ist in Abschnitt 5.1 wie folgt zu ergänzen:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt		
			als	durch RdErl. v.	Fundstelle
1	2	3	4	5	6
4084 Blatt 1 Vornorm	Februar 1974	Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken zur Verhinderung von Geländebruch	R	12. 9. 1975	MBL. NW. S. 1778 SMBl. NW. 232340
4084 Blatt 2 Vornorm	Februar 1974	Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Böschungen zur Verhinderung von Böschungsbruch	R	12. 9. 1975	MBL. NW. S. 1778 SMBl. NW. 232340
4084 Beiblatt	Oktober 1974	Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken beziehungsweise Böschungen zur Verhinderung von Gelände- beziehungsweise Böschungsbruch; Erläuterungen und Berechnungsbeispiele	H	12. 9. 1975	MBL. NW. S. 1778 SMBl. NW. 232340

3. Weitere Stücke der Normblätter DIN 4084 Blatt 1 (Vornorm), DIN 4084 Blatt 2 (Vornorm) und DIN 4084 Beiblatt können beim Beuth-Verlag GmbH, 1 Berlin 30, Burggrafenstraße 4–7, und 5 Köln 1, Kamekestraße 2–8, bezogen werden.

DK 624.131.537 : 624.137.41.5

DEUTSCHE NORMEN

Baugrund

Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken zur Verhinderung von Geländebruch

Vornorm

DIN

4084

Blatt 1

Eine Vornorm ist eine Norm, zu der noch Vorbehalte hinsichtlich der Anwendung bestehen. Es soll versuchsweise danach gearbeitet werden.

Diese Norm entstand in mehrjährigen Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Sie entspricht dem heutigen Stand der Erkenntnisse. Die angegebenen Verfahren liegen auf der sicheren Seite. Es ist beabsichtigt, bis zum 31. Dezember 1975 zu prüfen, ob neue Erkenntnisse oder die Erfahrung der Praxis Änderungen oder Ergänzungen erforderlich machen.

Gebeten wird, praktische Erfahrungen mit dieser Vornorm dem Fachnormenausschuß Bauwesen, 1 Berlin 30, Reichpietschufer 72-76, mitzuteilen.

Ein Beiblatt mit Erläuterungen und Berechnungsbeispielen zu dieser Norm ist in Vorbereitung.*)

In dieser Norm sind die von außen auf ein Stützbauwerk einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet. Nach der „Ausführungsverordnung zum Gesetz über Einheiten im Meßwesen“ vom 26. 6. 1970 dürfen die bisher üblichen Krafteinheiten Kilopond (kp) und Megapond (Mp) nur noch bis zum 31. 12. 1977 benutzt werden. Bei der Umstellung auf die gesetzliche Krafteinheit Newton (N) ($1 \text{ kp} = 9,80665 \text{ N}$) sind im Rahmen des Anwendungsbereiches dieser Norm für $1 \text{ Mp} = 10 \text{ kN}$, für $1 \text{ Mp/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$ und für $1 \text{ Mp/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$ zu setzen. Diese Angaben sind im Text vorliegender Norm in Klammern hinzugefügt.

Inhalt

1. Geltungsbereich
2. Zweck
3. Begriff
4. Anwendung
5. Unterlagen
6. Ansatz der äußeren Kräfte
7. Vereinfachung des Schichtenbildes
8. Maßgebende Scherfestigkeit
9. Lastfälle
10. Gleitlinie
11. Sicherheit
12. Berechnungsverfahren

1. Geltungsbereich

Die Norm gilt für Stützbauwerke an Geländesprüngen, unabhängig von ihrer Konstruktion und Gründungsart, sofern der ebene Formänderungszustand angenommen werden kann (siehe Bild 1).

2. Zweck

Die Norm soll eine einfache und einheitliche Grundlage für Geländebruchberechnungen bei Stützbauwerken geben. Sie befaßt sich mit den Berechnungsgrundlagen und zwei einfachen gebräuchlichen Berechnungsverfahren zur

Ermittlung der Geländebruchsicherheit längs kreiszylindrischer Gleitflächen. Sie enthält ferner Angaben über die zu fordernde Sicherheit.

3. Begriff

Ein Geländebruch im Sinne dieser Norm tritt ein, wenn ein Stützbauwerk mit einem Teil des umgebenden Erdreiches einen Gleitkörper bildet und auf einer Gleitfläche, auf welcher der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird, abrutscht. Die Sicherheit des Gleitkörpers gegen Abrutschen wird Geländebruchsicherheit genannt.

Frühere Ausgaben:
11. 70, 3. 71

Änderung Februar 1974:
Fachausdrücke, Formelzeichen an DIN 4015 angepaßt;
redaktionell überarbeitet.

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)

*) Inzwischen als Ausgabe Oktober 1974 erschienen.

DIN 4084 Blatt 1

- c) Wasserdrukkräfte, wahlweise nach einem der drei folgenden Ansätze ermittelt, die bei geschichtetem Baugrund unter Umständen kombiniert werden müssen:
- ca) Wasserdruk auf das Stützbauwerk, und zwar vereinfacht: Sohlenwasserdruk nach DIN 19702 „Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten; Richtlinien“ auf einer Waagerechten in Höhe der Bauwerkssohle. Wasserdrukunterschied (Wasserüberdruck) bis zur Unterkante der Gleitfläche und Wichte des feuchten Bodens γ (über Grundwasserspiegel) bzw. γ' (unter Grundwasserspiegel).
- cb) Der Wasserdruk kann auch auf die Gleitfläche angewendet werden (Porenwasserdruk). Die Wichte des Bodens muß dann unterhalb des Grundwasserspiegels ohne Ansatz des Auftriebes (Wichte des wassergesättigten Bodens γ_s) eingesetzt werden.
- cc) Strömungskraft auf den Gleitkörper mit der Wichte γ und γ'
- d) Porenwasserüberdruck infolge von Konsolidation
- e) gegebenenfalls Schnittkräfte von Konstruktionsteilen, die durch die Gleitfläche geschnitten werden.

7. Vereinfachung des Schichtenbildes

In den meisten Fällen kann das Schichtenbild im gesamten Gleitbereich durch geradlinige Schichtgrenzen wiedergegeben werden.

8. Maßgebende Scherfestigkeit

Im Interesse der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit sind für jede Schicht die Wichte und die Scherfestigkeit – möglichst durch Versuche – festzulegen. Der Ermittlung der Geländebruchsicherheit ist die Anfangs- oder die Endscherfestigkeit (siehe DIN 18 137 Blatt 1, Vornorm) zugrunde zu legen, je nachdem welche den kleineren Sicherheitswert ergibt.

9. Lastfälle

Der Berechnung ist der für den Geländebruch ungünstigste Lastfall, eingestuft als Lastfall 1, 2 oder 3 nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, zugrunde zu legen.

10. Gleitlinie

Als Gleitlinie empfiehlt sich im allgemeinen ein Kreis. Genaue kann der Kreis mit den geraden Gleitlinien für den Erddruck bzw. Erdwiderstand als Endtangente ergänzt werden. Ferner sind logarithmische Spiralen, gegebenenfalls in Verbindung mit Kreisen und Geraden, als Gleitlinien geeignet. Schließlich können durch die geologischen Verhältnisse bestimmte Gleitfugen vorgegeben sein.

Die ungünstigste Lage der Gleitlinie ist durch Probieren zu bestimmen. Sie geht bei massiven Stützbauwerken in der Regel durch den hinteren Fußpunkt.

11. Sicherheit

Bei Geländebruchberechnungen können die Sicherheiten nach Abschnitt 12 ermittelt werden.

In diesem Fall sind die folgenden Werte für die Lastfälle 1 bis 3 nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2 nachzuweisen.

1	2	3	4
Lastfall	η	η_r	η_r/η_c
1	1,4	1,3	
2	1,3	1,2	0,75
3	1,2	1,1	

Die Werte der Spalte 2 gelten für das Lamellenverfahren nach Abschnitt 12.1 und diejenigen der Spalten 3 und 4 für das lamellenfreie Verfahren nach Abschnitt 12.2, sofern $c > 2 \text{ Mp/m}^2$ ($c > 20 \text{ kN/m}^2$) und im überwiegenden Teil der Gleitfuge vorhanden ist.

12. Berechnungsverfahren

Die nachstehend genannten Berechnungsverfahren sind nur als Empfehlungen zu betrachten. Andere Verfahren sind zulässig. Die vorgeschlagenen Verfahren gelten für den ebenen Fall und für die kreisförmige Gleitfuge. Sie unterscheiden sich danach, ob der Gleitkörper in lotrechte Lamellen unterteilt wird oder nicht.

12.1. Lamellenverfahren

Der Gleitkörper wird in möglichst gleichbreite Lamellen unterteilt. Die Geländebruchsicherheit¹⁾ beträgt dann (siehe Bild 1):

$$\eta = \frac{\sum T_w \cdot r + \sum M_s}{\sum G \cdot r \cdot \sin \vartheta + \sum M} \quad (1)$$

Hierin bedeuten, bezogen auf die Längeneinheit senkrecht zur Bildebene:

- η Geländebruchsicherheit
- G Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m)
- M Momente der in G nicht enthaltenen Kräfte um den Mittelpunkt des Gleitkreises in $\text{Mp} \cdot \text{m/m}$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
- M_s Momente um den Mittelpunkt des Gleitkreises in $\text{Mp} \cdot \text{m/m}$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$), jedoch aus Schnittkräften nach Abschnitt 6 e, die in M nicht berücksichtigt sind
- T_w vorhandene widerstehende tangentielle Kräfte des Bodens in der Gleitfuge in Mp/m (kN/m)
- γ Wichte γ_h des Betons oder Wichte γ des feuchten Bodens über Wasser bzw. γ' unter Wasser in Mp/m^3 (kN/m^3)
- h Höhe der Lamelle in m , oft umgerechnet für die Wichte $\gamma = 1 \text{ Mp/m}^3$ ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)
- ϑ Tangentenwinkel der betreffenden Lamelle zur Waagerechten in Grad, der beim Kreis gleich der Polarkoordinate ist
- r Halbmesser des Gleitkreises in m

Bei gleichbreiten Lamellen ist ferner:

$$\sin \vartheta = \frac{m}{n}$$

m Nummer der Lamelle (positiv oder negativ, siehe Bild 1)

$$n = \frac{r}{b}, \text{ gewöhnlich } n = 10 \text{ gewählt}$$

b Breite der Lamelle in m

$$T_w = \frac{G_r + c \cdot b \cdot \cot \varphi - (u + \Delta u) \cdot b}{\cos \vartheta \cdot \cot \varphi + \sin \vartheta} \quad (2a)$$

Hierin bedeuten:

- G_r Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m) ohne Berücksichtigung des Auftriebs; in diesem Fall muß in Gleichung (1) statt G die Gewichtskraft G_r eingesetzt werden
- φ Reibungswinkel in Grad nach Abschnitt 8
- c Kohäsion in Mp/m^2 (kN/m^2) nach Abschnitt 8; falls $\eta_r \neq \eta_c$, ist einzusetzen $c \cdot \eta_r/\eta_c$
- u Porenwasserdruk in Mp/m^2 (kN/m^2) auf die Gleitfläche infolge von Strömungskräften

¹⁾ Krey (1936): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes; Berlin; S. 117.

Δu Porenwasserüberdruck in Mp/m^2 (kN/m^2) infolge konsolidieren des Bodens, wird näherungsweise oft gesetzt:

$$\Delta u = r_u \cdot q_{ii}$$

r_u Porenwasserdruckverhältnis zwischen 0 (konsolidierter Boden) und 1,0 (wassergesättigter, frisch belasteter Boden). Wenn mit r_u gerechnet wird, gelten immer die Scherparameter für den Endzustand c' und φ'

q_{ii} Überlagerungsdruck in Mp/m^2 (kN/m^2) infolge neu aufgebrachtter Erdauflasten

Wenn keine Konsolidierung berücksichtigt zu werden braucht, ist:

$$T_w = \frac{G' + c \cdot b \cdot \cot \varphi}{\cos \vartheta \cdot \cot \varphi + \sin \vartheta} \quad (2b)$$

Hierin bedeutet:

G' Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m) mit Berücksichtigung des Auftriebs; in diesem Fall muß in Gleichung (1) statt G die Gewichtskraft G' eingesetzt werden.

12.2. Lamellenfreies Verfahren

Insbesondere zur überschlägigen Berechnung der Geländebruchsicherheit bei probeweise angenommenen, kreisförmigen Gleitlinien und bei einer, höchstens zwei Bodenschichten, genügt es, zur Bestimmung der ungünstigsten Gleitlinie den Scherwiderstand als punktförmig angreifend anzusehen.

Man berechnet zunächst aus der Kohäsion die längenbezogene Kraft²⁾ in Mp/m (kN/m).

$$P_k = l \cdot c \cdot \frac{\eta_r}{\eta_c} \cot \varphi \quad (3)$$

l Länge der Kreissehne in m

$\eta_r/\eta_c = 0,75$ nach Abschnitt 11

Die in der Winkelhalbierenden angreifende Kraft P_k wird mit der Resultierenden R der äußeren Kräfte nach Abschnitt 6 zu einer Gesamteresultierenden R_k zusammengesetzt. Letztere wird mit dem Kreisbogen vom Radius r zum Schnitt gebracht und der Winkel φ_0 zwischen R_k und der Verbindungsgeraden des Mittelpunktes des Kreises mit dem Schnittpunkt M abgemessen (siehe Bild 2). Dann beträgt die Sicherheit für die Reibung

$$\eta_r = \tan \varphi / \tan \varphi_0 \quad (4)$$

²⁾ Borowicka (1965): Die Standsicherheit einer Böschung in Theorie und Praxis. Bauingenieur 40, Seite 21.

Borowicka (1968): Ein einfaches und widerspruchsfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik TH Wien, Heft 10, Seite 1 und 2.

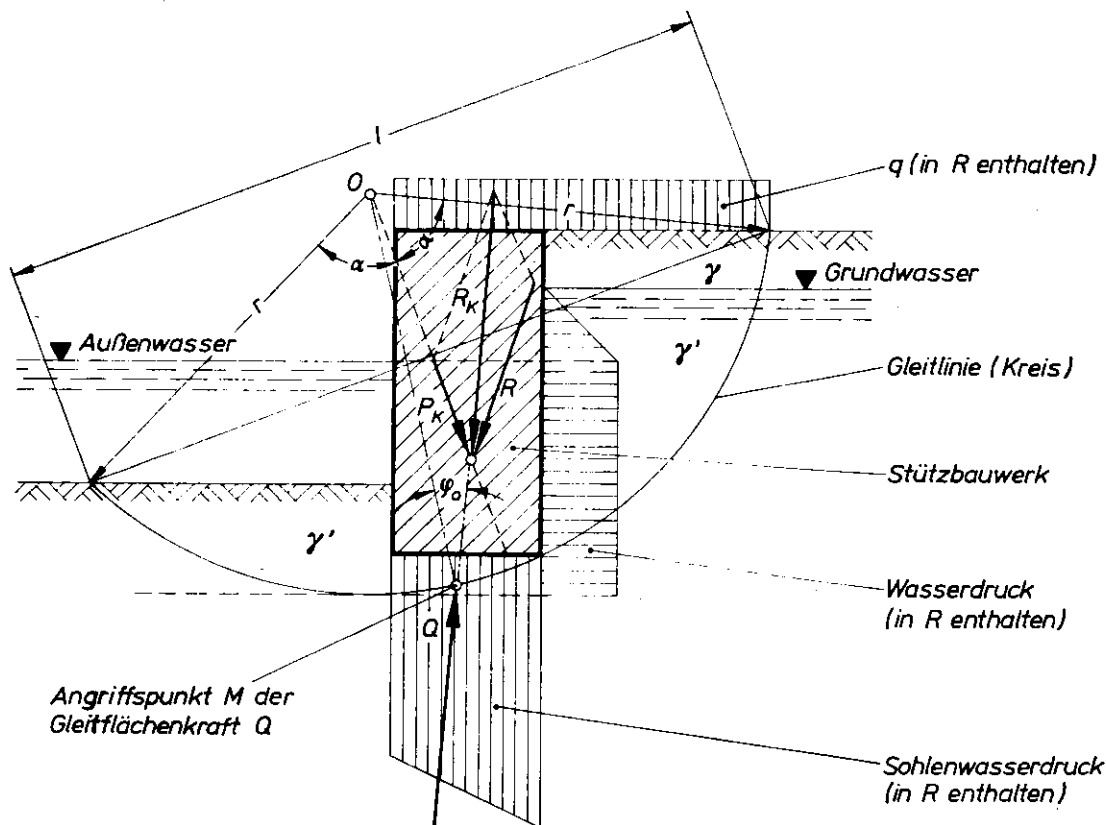


Bild 2. Lamellenfreies Verfahren bei einer Geländebruchfuge

DK 624.131.537 : 624.137.2

DEUTSCHE NORMEN

Baugrund

Standsicherheitsberechnung bei Böschungen zur Verhinderung von Böschungsbruch

Vornorm

DIN
4084

Blatt 2

Eine Vornorm ist eine Norm, zu der noch Vorbehalte hinsichtlich der Anwendung bestehen. Es soll versuchsweise danach gearbeitet werden.

Diese Norm entstand in mehrjährigen Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Sie entspricht dem heutigen Stand der Erkenntnisse. Die angegebenen Verfahren liegen auf der sicheren Seite.

Es ist beabsichtigt, bis zum 31. Dezember 1975 zu prüfen, ob neue Erkenntnisse oder die Erfahrung der Praxis Änderungen oder Ergänzungen erforderlich machen.

Gebeten wird, praktische Erfahrungen mit dieser Vornorm dem Fachnormenausschuß Bauwesen, 1 Berlin 30, Reichpietschufer 72-76, mitzuteilen.

Ein Beiblatt mit Erläuterungen und Berechnungsbeispielen zu dieser Norm ist in Vorbereitung.*)

In dieser Norm sind die die Standsicherheit einer Böschung beeinflussenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Nach der „Ausführungsverordnung zum Gesetz über Einheiten im Meßwesen“ vom 26. 6. 1970 dürfen die bisher üblichen Krafteinheiten Kilopond (kp) und Megapond (Mp) nur noch bis zum 31. 12. 1977 benutzt werden. Bei der Umstellung auf die gesetzliche Krafteinheit Newton (N) ($1 \text{ kp} = 9,80665 \text{ N}$) sind im Rahmen des Anwendungsbereiches dieser Norm für $1 \text{ Mp} = 10 \text{ kN}$, für $1 \text{ Mp/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$ und für $1 \text{ Mp/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$ zu setzen. Diese Angaben sind im Text vorliegender Norm in Klammern hinzugefügt.

Inhalt

1. Geltungsbereich	
2. Zweck	
3. Begriff	
4. Anwendung	
5. Unterlagen	
6. Ansatz der äußeren Kräfte	
7. Vereinfachung des Schichtenbildes	
8. Maßgebende Scherfestigkeit	
9. Lastfälle	
10. Gleitlinie	
11. Sicherheit	
12. Berechnungsverfahren	

1. Geltungsbereich

Die Norm gilt für einfache Fälle von Böschungen in Lockergestein, unabhängig von ihrer Gestalt, sofern bei ihnen die Möglichkeit eines Bruchs besteht (siehe Bild 1). Für die Berechnung von Staudämmen besteht eine besondere Norm, siehe DIN 19 700 Blatt 1.

2. Zweck

Die Norm soll eine einfache und einheitliche Grundlage für Standsicherheitsberechnungen von Böschungen geben. Sie befaßt sich mit den Berechnungsgrundlagen und im besonderen mit zwei einfachen gebräuchlichen Berech-

nungsverfahren zur Ermittlung der Standsicherheit der Böschungen längs kreiszylindrischer Gleitflächen. Sie enthält ferner Angaben über die zu fordernde Sicherheit.

3. Begriff

Ein Böschungsbruch im Sinne dieser Norm tritt ein, wenn sich in Einschnitten oder Dämmen ein Gleitkörper bildet und auf einer Gleitfläche, auf welcher der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird, abrutscht. Die Sicherheit des Gleitkörpers gegen Abrutschen wird Standsicherheit der Böschung genannt.

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)

*) Inzwischen als Ausgabe Oktober 1974 erschienen.

DIN 4084 Blatt 2

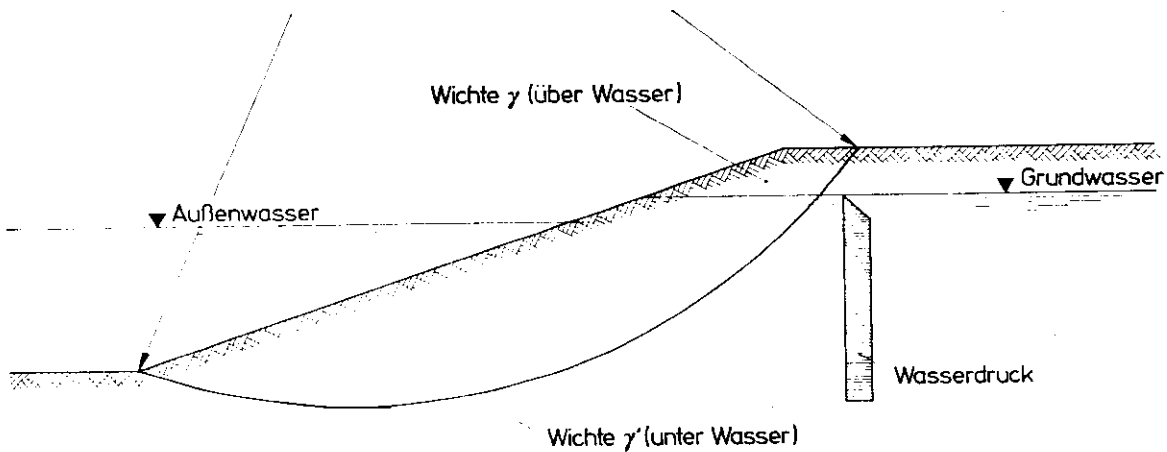


Bild 2. Ansatz des Wasserdrucks auf die Gleitfläche

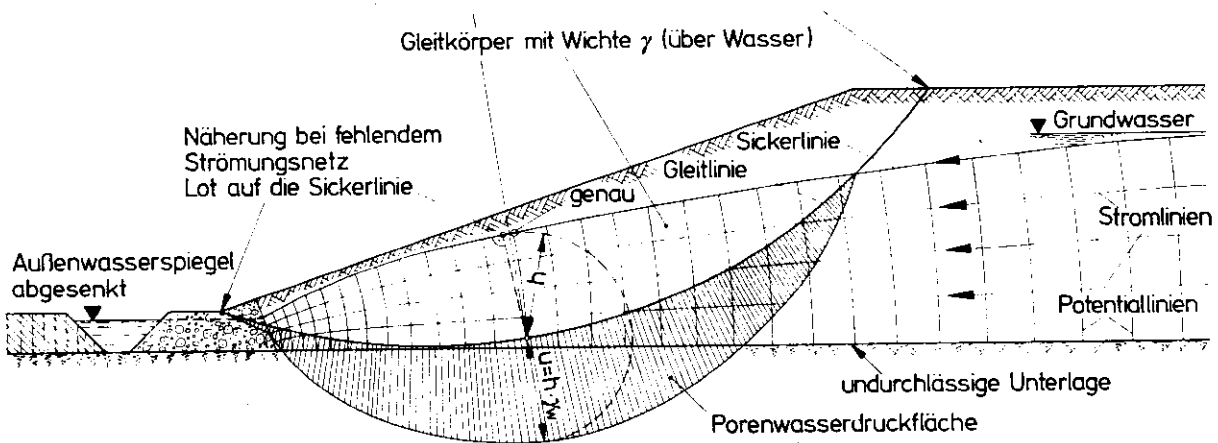


Bild 3. Strömungsnetz und Ermittlung des Porenwasserdrucks auf die Gleitlinie bei abgesenktem Außenwasserspiegel

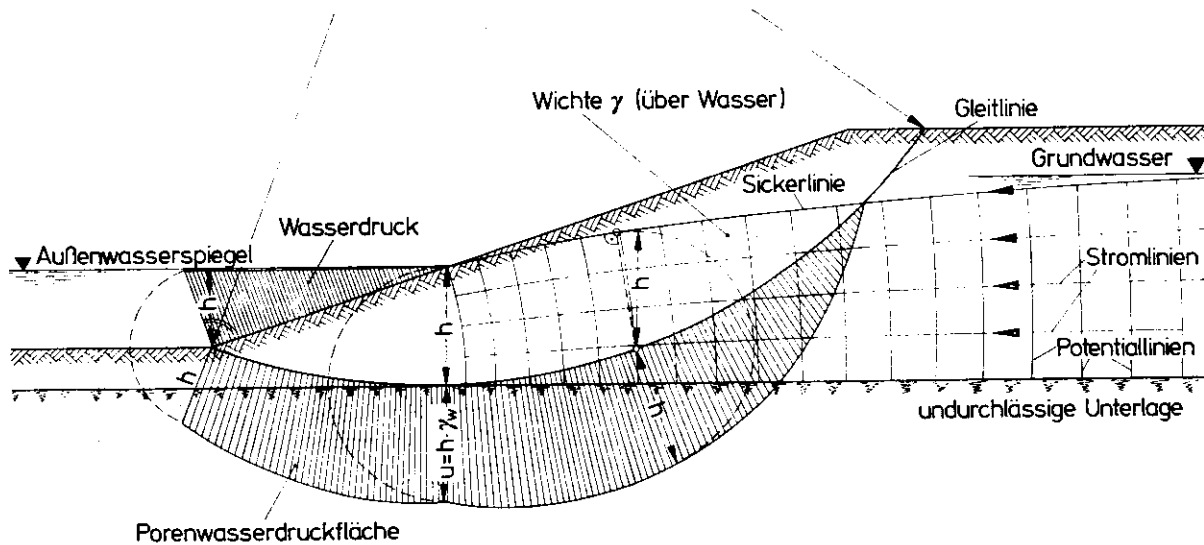


Bild 4. Strömungsnetz und Ermittlung des Wasserdrucks auf die Böschungsoberfläche und des Porenwasserdrucks auf die Gleitlinie bei nicht abgesenktem Außenwasserspiegel

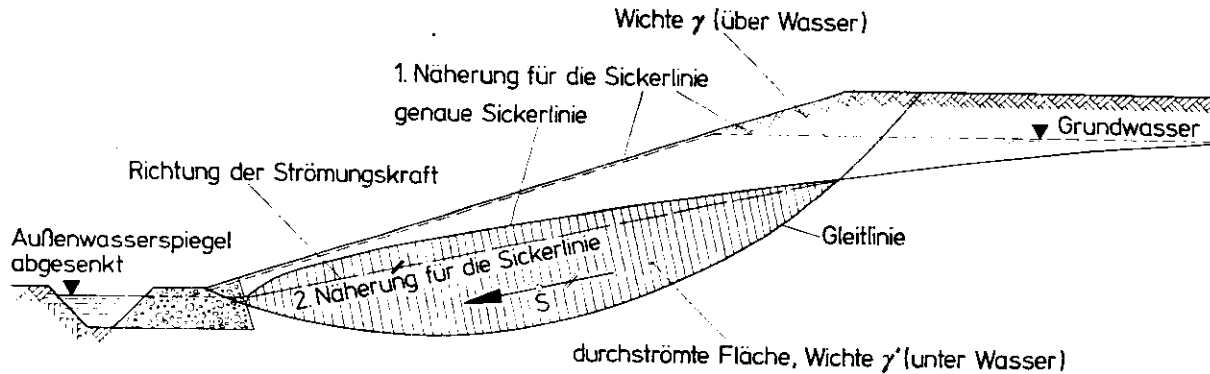


Bild 5. Böschung mit genauer Sickerlänge und Näherung für die Sickerlinie. Überschlägige Ermittlung der Strömungskraft S für die genaue Sickerlinie

Bei Verwendung des Wasserdrucks nach ca) oder der Strömungskraft nach cc) muß unterhalb des Grundwasserspiegels die Eigenlast des Bodens nach b) unter Berücksichtigung des Auftriebs (Wichte des Bodens unter Wasser) berechnet werden.

Bei Verwendung des Porenwasserdrucks nach cb) muß die Eigenlast ohne Berücksichtigung des Auftriebs (Wichte des feuchten Bodens einschließlich des enthaltenen Porenwassers, früher Feuchtraumgewicht) berechnet werden.

Voraussetzung für die Bestimmung des Wertes und der Richtung der Strömungskraft und des Porenwasserdrucks aus der Strömung ist das Strömungsbild in Gestalt von Strom- und Potentiallinien für die ungünstigsten Voraussetzungen (siehe Bild 3). In einfachen Fällen, z. B. bei geringen Wasserstandsunterschieden in und vor der Böschung, kann die Strömungskraft näherungsweise allein aus der Sickerlinie abgeleitet werden. Letztere wird entweder berechnet oder – weniger genau – durch ihre Tangenten (Böschungslinie und geradliniger Grundwasserspiegel hinter der Böschung) ersetzt (siehe Bild 5). Dabei wird die Kraftrichtung parallel zur Sickerlinie angenommen. Die spezifische Strömungskraft für die Volumeneinheit des durchflossenen Erdreichs ist

$$j = i \cdot \gamma_w \text{ in } \text{Mp/m}^3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

i hydraulisches Gefälle, entweder aus dem Strömungsnetz oder – näherungsweise – konstant bei Annahme eines geradlinigen Strömungsnetzes

γ_w Wichte des Wassers in Mp/m^3 (kN/m³)

7. Vereinfachung des Schichtenbildes

In den meisten Fällen kann das Schichtenbild im gesamten Gleitbereich durch geradlinige Schichtengrenzen wiedergegeben werden.

8. Maßgebende Scherfestigkeit

Im Interesse der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit sind für jede Schicht die Wichte und die Scherfestigkeit – möglichst durch Versuche – festzulegen. Der Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung ist die Anfangs- oder die Endscherfestigkeit (siehe DIN 18 137 Blatt 1, Vornorm) zugrunde zu legen, je nachdem, welche den kleineren Sicherheitswert ergibt.

9. Lastfälle

Der Berechnung ist der für die Standsicherheit einer Böschung ungünstigste Lastfall, eingestuft als Lastfall 1, 2 oder 3 nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, zugrunde zu legen.

10. Gleitlinie

Als Gleitlinie empfiehlt sich im allgemeinen ein Kreis. Genauer kann der Kreis mit den geraden Gleitlinien für den Erdwiderstand als Endtangenten ergänzt werden. Ferner sind logarithmische Spiralen, gegebenenfalls in Verbindung mit Kreisen und Geraden, als Gleitlinien geeignet. Schließlich können durch die geologischen Verhältnisse bestimmte Gleitfugen vorgegeben sein.

Die ungünstigste Lage der Gleitlinie ist durch Probieren zu bestimmen. Sie geht bei Böschungen in einheitlichen Böden mit $\varphi' > 5^\circ$ in der Regel durch den Fußpunkt.

11. Sicherheit

Bei Standsicherheitsberechnungen von Böschungen können die Sicherheiten nach Abschnitt 12 ermittelt werden.

In diesem Fall sind die folgenden Werte für die Lastfälle 1 bis 3 nach DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2, nachzuweisen.

1	2	3	4
Lastfall	η	η_r	η_r/η_c
1	1,4	1,3	0,75
2	1,3	1,2	
3	1,2	1,1	

Die Werte der Spalte 2 gelten für das Lamellenverfahren nach Abschnitt 12.1 und diejenigen der Spalten 3 und 4 für das lamellenfreie Verfahren nach Abschnitt 12.2, sofern $c > 2 \text{ Mp/m}^2$ ($c > 20 \text{ kN/m}^2$) und im überwiegenden Teil der Gleitfuge vorhanden ist.

12. Berechnungsverfahren

Die nachstehend genannten Berechnungsverfahren sind nur als Empfehlungen zu betrachten. Andere Verfahren sind zulässig. Die vorgeschlagenen Verfahren gelten für den ebenen Fall und für die kreisförmige Gleitfuge. Sie unterscheiden sich danach, ob der Gleitkörper in lotrechte Lamellen unterteilt wird oder nicht.

12.1. Lamellenverfahren

Der Gleitkörper wird in möglichst gleichbreite Lamellen unterteilt. Die Böschungsbruchsicherheit¹⁾ beträgt in erster Annäherung (siehe Bild 1):

$$\eta = \frac{\sum T_w \cdot r}{\sum G \cdot r \cdot \sin \vartheta + \sum M} \quad (1)$$

¹⁾ Krey (1936): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes; Berlin; S. 117.

DIN 4084 Blatt 2

Hierin bedeuten, bezogen auf die Längeneinheit senkrecht zur Bildebene:

- η Böschungsbruchsicherheit
 G Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m)
 M Momente der in G nicht enthaltenen Kräfte um den Mittelpunkt des Gleitkreises in Mp · m/m (kN · m/m)
 T_w vorhandene widerstehende tangential Kräfte des Bodens in der Gleitfuge in Mp/m (kN/m)
 ϑ Tangentenwinkel der betreffenden Lamelle zur Waagerechten in Grad, der beim Kreis gleich der Polarkoordinate ist
 r Halbmesser des Gleitkreises in m
 Bei gleichbreiten Lamellen ist ferner:

$$\sin \vartheta = \frac{m}{n}$$

- m Nummer der Lamelle (positiv oder negativ, siehe Bild 1)
 $n = \frac{r}{b}$, gewöhnlich $n = 10$ gewählt
 b Breite der Lamelle in m

$$T_w = \frac{G_r + c \cdot b \cdot \cot \varphi - (u + \Delta u) b}{\cos \vartheta \cdot \cot \varphi + \sin \vartheta} \quad (2a)$$

Hierin bedeuten:

- G_r Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m) ohne Berücksichtigung des Auftriebs; in diesem Fall muß in Gleichung (1) statt G die Gewichtskraft G_r eingesetzt werden
 φ Reibungswinkel in Grad nach Abschnitt 8
 c Kohäsion in Mp/m² (kN/m²) nach Abschnitt 8; falls $\eta_r \neq \eta_c$ ist einzusetzen $c \cdot \eta_r / \eta_c$
 u Porenwasserdruck in Mp/m² (kN/m²) auf die Gleitfläche aus dem Strömungsbild nach Abschnitt 6
 Δu Porenwasserüberdruck in Mp/m² (kN/m²) infolge Konsolidieren des Bodens, wird näherungsweise oft gesetzt:
 $\Delta u = r_u \cdot q_{\text{ü}}$
 r_u Porenwasserdruckverhältnis zwischen 0 (konsolidierter Boden) und 1,0 (wassergesättigter frisch belasteter Boden). Wenn mit r_u gerechnet wird, gelten immer die Scherparameter für den Endzustand c' und φ' .
 $q_{\text{ü}}$ Überlagerungsdruck in Mp/m² (kN/m²) infolge neu aufgebrachtter Erdauflasten

Wenn keine Konsolidierung berücksichtigt zu werden braucht, ist:

$$T_w = \frac{G' + c \cdot b \cdot \cot \varphi}{\cos \vartheta \cdot \cot \varphi + \sin \vartheta} \quad (2b)$$

Hierin bedeutet:

- G' Gewichtskraft der einzelnen Lamelle in Mp/m (kN/m) mit Berücksichtigung des Auftriebs; in diesem Fall muß in Gleichung (1) statt G die Gewichtskraft G' eingesetzt werden.

12.2. Lamellenfreies Verfahren

Insbesondere zur überschlägigen Berechnung der Böschungsbruchsicherheit bei probeweise angenommenen kreisförmigen Gleitlinien und bei einer, höchstens zwei Bodenschichten, genügt es, zur Bestimmung der ungünstigsten Gleitlinie den Scherwiderstand als punktförmig angreifend anzusehen.

Man berechnet zunächst aus der Kohäsion die längenbezogene Kraft²⁾ in Mp/m (kN/m)

$$P_k = l \cdot c \cdot \frac{\eta_r}{\eta_c} \cot \varphi \quad (3)$$

- l Länge der Kreissehne in m
 $\eta_r / \eta_c = 0,75$ nach Abschnitt 11

Die in der Winkelhalbierenden angreifende Kraft P_k wird mit der Resultierenden R der äußeren Kräfte nach Abschnitt 6 zu einer Gesamtergebnierenden R_k zusammengesetzt. Punkt M (siehe Bild 6) liegt auf der Wirkungslinie der Resultierenden je nach angenommener Verteilung der Normalspannungen längs der Gleitfuge in der Entfernung:

a) punktförmig konzentriert: $\overline{OM} = r$ (4)

b) sichelförmig verteilt: $\overline{OM} = \frac{r}{2} \left(1 + \frac{\arccos \alpha}{\sin \alpha} \right)$ (5)

Der Winkel φ_0 zwischen R_k und $\overline{OM}$ wird gemessen. Dann beträgt die Sicherheit für die Reibung:

$$\eta_r = \tan \varphi / \tan \varphi_0 \quad (6)$$

- 2) Borowicka (1965): Die Standsicherheit einer Böschung in Theorie und Praxis, Bauingenieur 40, S. 21.

Borowicka (1968): Ein einfaches widerspruchsfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik TH Wien Heft 10, S. 1 und 2.

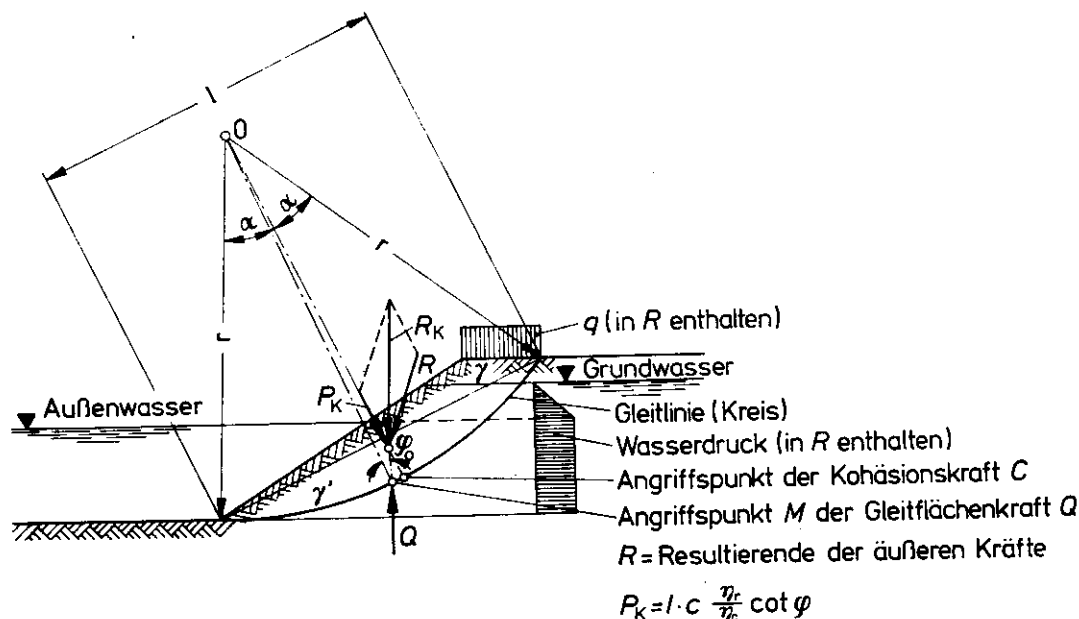


Bild 6. Lamellenfreies Verfahren bei einer Böschungsbruchfuge

DK 624.131.537 : 624.137.2

DEUTSCHE NORMEN

Baugrund
Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken
beziehungsweise Böschungen zur Verhinderung
von Gelände- beziehungsweise Böschungsbruch
Erläuterungen und Berechnungsbeispiele

DIN
4084
Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgaben Februar 1974 der Vornorm DIN 4084 Blatt 1 und der Vornorm DIN 4084 Blatt 2; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung dieser Empfehlungen möglichst auszuschließen.

Sie wurden von Prof. Dr.-Ing. Borowicka, Wien, und Prof. Dr.-Ing. Smolczyk, Stuttgart, unter Benutzung der vom Arbeitsausschuß „Berechnungsverfahren“ der FNBau-Arbeitsgruppe Baugrund und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. gegebenen Anregungen der einzelnen Mitarbeiter aufgestellt.

Die Berechnungsbeispiele wurden von Prof. Dr.-Ing. Smolczyk, Dr.-Ing. P. Gußmann und Dr.-Ing. H. Schulz bearbeitet.

In dieser Norm sind die von außen auf ein Stützbauwerk einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte, als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Erläuterungen
2. Schrifttum
3. Entwürfe von Berechnungsbeispielen

1. Erläuterungen

Zu Abschnitt 1 Geltungsbereich

Die Vornormen gelten sowohl für Stützbauwerke an Geländesprüngen und Böschungen an geschütteten Dämmen als auch an Einschnitten und natürlichen Hängen. Oberflächenrutschungen, bei denen die Vegetationshaut auf dem darunter liegenden Erdreich bzw. eine Verwitterungsschwarte auf dem darunter liegenden festen Boden abrutscht, sind nicht erfaßt.

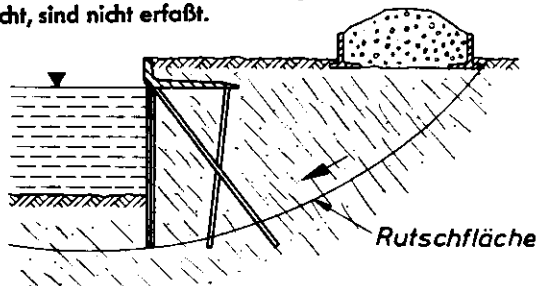


Bild 1. Geländebruch durch Zusammenwirken zweier Gründungen

Das in Bild 1 gezeigte Beispiel für einen Geländebruch weist auf die Gefahr hin, die sich bei einer kombinierten Beanspruchung des Bodens durch zwei voneinander unabhängige Gründungen ergeben kann: der Bruch entwickelt sich in einer Weise, die sich aus den Standsicherheitsnachweisen für das einzelne Bauwerk nicht immer klar erkennen läßt.

Geländebruch- und Böschungsbruchberechnungen lassen sich vorläufig nur für den ebenen Verformungszustand zuverlässig ausführen (siehe Bild 2 a). Berechnet man einen räumlichen Fall (siehe Bild 2 b) in derselben Weise wie den ebenen, dann liegt das Ergebnis auf der sicheren Seite. Bei Eckböschungen (siehe Bilder 2 c und 2 d) wird der Nachweis in der Regel in beiden Schnittebenen A—A und B—B geführt. Während dieses Vorgehen für den Fall der einspringenden Ecke — abgesehen von dem Sonderfall der bei einem Grundbruch auftretenden tiefliegenden Gleitfläche — auf der sicheren Seite liegt, ist die ausspringende Ecke wahrscheinlich etwas stärker gefährdet, als es die Betrachtung des ebenen Zustandes ergibt.

Für Felsböschungen gelten andere Beurteilungsmaßstäbe, siehe [16].

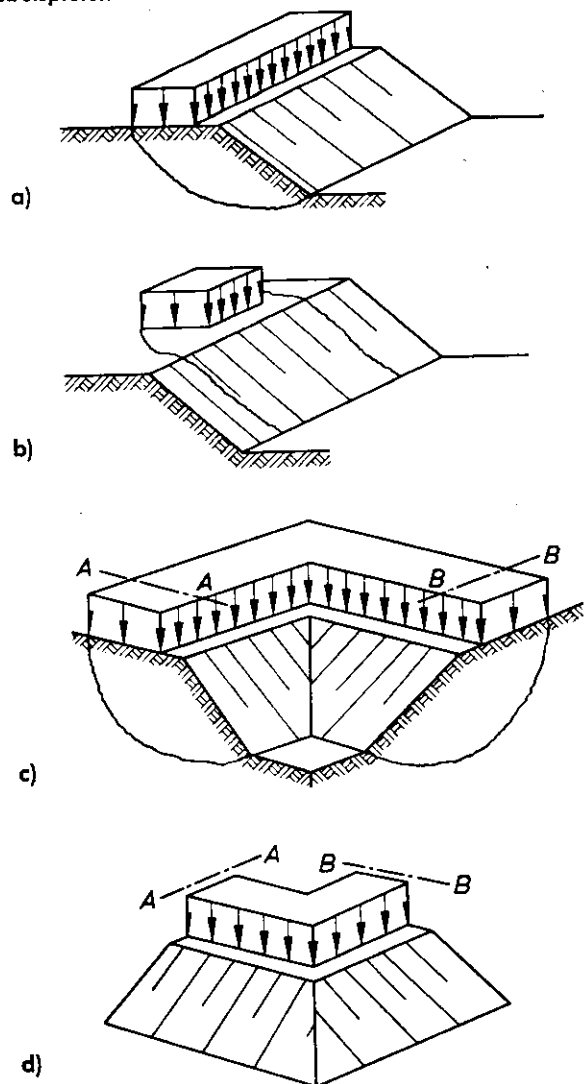


Bild 2. a) Ebener Böschungsbruch
b) bis d) Räumliche Böschungsbeispiele

Zu Abschnitt 2 Zweck

Da der im übrigen Bauwesen übliche Sicherheitsbegriff beim Nachweis der Standsicherheit einer Böschung oder für Stützbauwerke eines Geländesprungs nicht angewendet werden kann, ist eine Definition der Sicherheit erforderlich. Hierfür gibt es mehrere, untereinander gleichberechtigte Möglichkeiten, die zu verschiedenen Zahlenwerten führen. Ebenso liefern auch verschiedene Näherungsverfahren bei der Berechnung unterschiedliche Sicherheitswerte. Um vergleichbare Zahlenwerte für die Sicherheit zu erhalten, mußte deshalb eine Entscheidung über die Definition der Sicherheit und das Rechenverfahren getroffen werden. Aus diesem Grund sind die zu fordernden Mindestsicherheitswerte auch nicht in DIN 1054 allgemein festgelegt, sondern wurden in die DIN 4084 als vom gewählten Verfahren abhängige Vorschläge aufgenommen (siehe Abschnitt 11). Prinzipiell kann der Nachweis auch anders geführt werden. Die hier vorgeschlagenen Sicherheiten lassen sich dann aber nicht übernehmen.

Die Vornormen dürfen näherungsweise auch in Fällen angewendet werden, in denen bei genauerer Untersuchung eine aus Geraden und Kurvenstücken zusammengesetzte Gleitfläche eine geringere rechnerische Sicherheit ergibt. Derartige Gleitflächen dürfen angenähert durch kreisförmige Gleitflächen ersetzt werden.

Zu Abschnitt 3 Begriff

Ein Lockerboden „bricht“, wenn seine Scherfestigkeit durch die angreifenden Kräfte in zusammenhängenden Bereichen ausgeschöpft ist, so daß kein Gleichgewicht mehr zwischen angreifenden und widerstehenden Kräften möglich ist. Demgemäß unterscheiden sich Geländebruch und Böschungsbruch von einem Grundbruch nur durch ihre besonderen Randbedingungen, d. h. das Gelände ist abgebocht, bzw. abgestuft und wird bergseitig durch die Eigenlast des Bodens und andere äußere Lasten beansprucht.

Zu Abschnitt 4 Anwendung

Beim Standsicherheitsnachweis genügt es, für die Gleitlinie im allgemeinen einen Kreis, d. h. eine vereinfachte geometrische Form mit höchstens drei freien Parametern, anzunehmen. Wenn die gewählte Flächenform in ihren Parametern ausreichend variiert wird, ist diese Vereinfachung von untergeordneter Bedeutung, weil die Sicherheit ohnehin als Mittelwert über die gesamte Gleitfläche errechnet wird. Bei der Variation ist zu prüfen, ob die gewählte Form überhaupt möglich ist.

Die Berechnung läßt unberücksichtigt, daß bei geschichtetem Baugrund und insbesondere bei Wechsellagerung bindiger und nichtbindiger Böden die Scherfestigkeit der einzelnen Schichten in Wirklichkeit unterschiedlich und vom Verformungsweg abhängig beansprucht wird.

Beim Geländebruch (DIN 4084 Blatt 1 (Vornorm)) ist zwar vor allem das Beispiel der Stützmauer herausgestellt, doch sind dieselben Nachweise — siehe DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.3.2 — sinngemäß bei aufgelösten Stützkonstruktionen (Spundwandbauwerke, Pfahlroste u. ä.) zu führen.

Der Hinweis auf den außerdem erforderlichen Grundbruchnachweis ist als vorläufig anzusehen: die beim Nachweis der Grundbruchsicherheit bzw. der Geländebruchsicherheit angenommenen Gleitflächen werden nicht übereinstimmen (siehe Bild 3). Auch ist zu beachten, daß die Definition der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 auf anderen Voraussetzungen beruht als die hier zugrundegelegte Definition, so daß sich selbst bei gleicher Gleitflächenform bei beiden Nachweisen unterschiedliche Zahlenwerte für die Sicherheit ergeben müssen.

Wenn Böschungen an Dämmen oder in Einschnitten aus bindigen oder nichtbindigen Böden hinsichtlich ihrer Neigung,

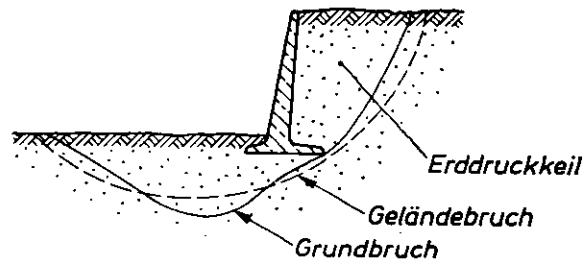


Bild 3. Vergleich der Bruchbilder beim Geländebruch und beim Grundbruch an einer Stützmauer

Böschungshöhe und Bodenkennwerte (Scherfestigkeit, Wichte und Plastizitätszahl) die Bedingungen der Tabellen I bis III in den „Empfehlungen für den Bau und die Sicherung von Böschungen“ des Arbeitskreises 8 a der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau [7] erfüllen, ist ein besonderer Nachweis der Böschungssicherheit nicht notwendig, da in die erwähnten Tabellen die nachstehenden Sicherheitswerte nach der Definition der sogenannten Felleniusregel bereits eingerechnet sind:

Tabelle	Eingerechnete Sicherheitswerte für die Scherparameter	
	φ'	c'
I	1,15 bis 1,20	—
II	1,20	1,50
III	1,20	1,50

Bei Tabelle I wurden ebene, bei den Tabellen II und III kreisförmige Gleitflächen zugrunde gelegt.

Böschungen, die hinsichtlich ihrer Bodenarten, infolge ihres geschichteten Aufbaus, ihrer Scherfestigkeiten, äußeren Kräfte, Strömungskräfte oder Porenwasserdrücke nicht in die vorstehend erwähnten Tabellen eingeordnet werden können, müssen auf ihre Böschungssicherheit hin untersucht werden, vor allem, wenn sie über 4 m hoch oder in Hinblick auf die vorhandene Scherfestigkeit steil ausgebildet sind. Auf die abgekürzten Nachweise mit Hilfe dimensionsloser Parameter wird hingewiesen in [1], [3] und [20].

Zu Abschnitt 5 Unterlagen

Für die Beurteilung der Standsicherheit einer Böschung oder eines Geländesprungs sind außer den bodenmechanischen Kennwerten und den Lastangaben die Kenntnis der Wasserstände und Grundwasserströmungen und der unter Umständen vorhandenen natürlichen Gleitflächen erforderlich.

Bei Geländesprüngen muß in der Regel mit einem Wasserspiegelunterschied vor und hinter dem Stützbauwerk gerechnet werden, wobei auf Abschnitt 4 der Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ [8] hingewiesen wird. Wenn die Rückseite des Stützbauwerks sorgfältig drainiert wird — siehe hierzu z. B. das schweizerische Normblatt SNV 640'389 (1969) — ergeben sich Verhältnisse wie in einer Böschung, d. h. im Boden wird eine Grundwasserströmung ausgelöst. Dasselbe geschieht bei Unterläufigkeit des Stützbauwerks. Das Korngerüst des Bodens muß dann einen Strömungsdruck (volumenbezogene Kraft) aufnehmen, durch den die Standsicherheit der Böschung bzw. des Geländesprungs herabgesetzt wird. Deshalb ist die Kenntnis der tal- und bergseitigen Wasserstände unbedingt erforderlich. Bei natürlichen Böschungen oder Einschnitten wird sich diese Forderung selten erfüllen lassen. Man ist dann auf Schätzungen der ungünstigsten Spiegelunterschiede angewiesen, was den Aussagewert der Berechnung beeinträchtigt. Die Schätzungen müssen sich an den vorhandenen Grundwasserquellen orientieren.

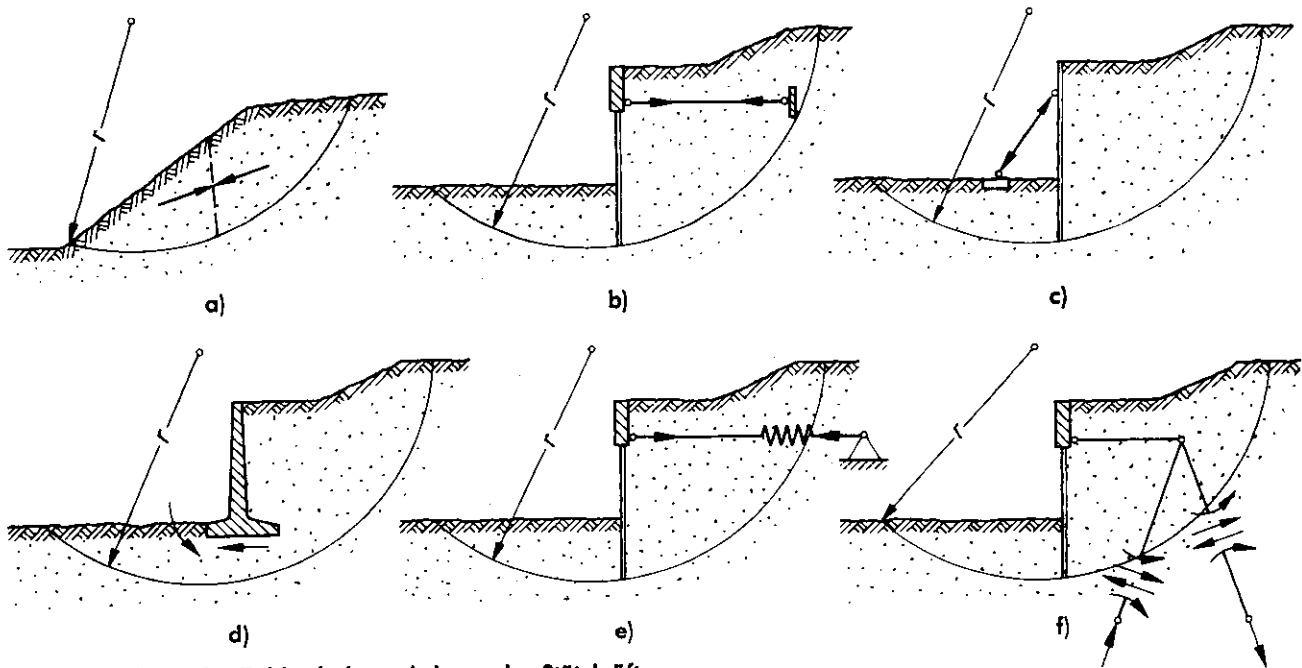


Bild 4. Wirkung der Erddruck- bzw. Anker- oder Stützkkräfte

a) bis d) als innere Kräfte bei Böschungen und Stützbauwerken an Geländesprüngen

e) und f) als äußere Kräfte bei Stützbauwerken an Geländesprüngen

Zu Abschnitt 6 Ansatz der äußeren Kräfte

Zu a) und b): Alle auf den Bruchkörper einwirkenden Kräfte werden als äußere oder eingepreiste Kräfte angesetzt. Dazu gehören auch die waagerechten Komponenten von Verkehrslasten. Erddruckkräfte treten also nur insoweit als äußere Kräfte in Erscheinung, als sie (siehe etwa den in Bild 10 dargestellten Fall) an einer äußeren Fläche des Bruchkörpers wirken. Die Erddruckkräfte auf die Lamellen-seitenflächen bleiben deshalb außer Ansatz, weil ihre vektorielle Summe über den ganzen Bruchkörper im Gleichgewichtsfall 0 ist. Das gilt (siehe Bilder 4 a bis d) für eine Böschung ebenso wie für ein Stützbauwerk.

Durch das Stützbauwerk werden die Erddruckkräfte nur umgelagert. Der Einfluß der Umlagerung auf die Scherfestigkeit des Bodens wird üblicherweise vernachlässigt. Da der Standsicherheitsnachweis für das Stützbauwerk dem Geländebruchnachweis vorausgeht, ist gewährleistet, daß diese Umlagerung statisch überhaupt möglich ist. Man beachte, daß die Stützbauwerke deswegen nur mit ihrer Eigenlast, nicht mit der Sohldruckverteilung in die Rechnung eingehen, die sich aus der resultierenden Wirkung von Eigenlast und Erddruck ergibt.

Gegebenenfalls müssen auch Erdbebenkräfte (siehe DIN 4149) oder die Zerrungs- und Stauchungskräfte infolge von Bergschäden berücksichtigt werden.

Nicht ständig wirkende Kräfte sind nur dann in Rechnung zu stellen, wenn sie die Sicherheit herabsetzen.

Zu c):

Für die auf einen Bruchkörper einwirkenden Wasserdrücke werden in DIN 4084 Blatt 1 und Blatt 2 drei Ansätze aufgeführt, die sich im Grad der Vereinfachung bei der Erfassung eines etwaigen Strömungsdrucks unterscheiden:

Zu ca):

Bei diesem Ansatz wird der Strömungsdruck durch die hydrostatische Wasserdrukdifferenz ersetzt, und zwar bis zum tiefsten Punkt der Gleitlinie. Diese Näherung ist die ungenaueste und liegt um so weiter auf der sicheren Seite, je flacher die Gleitlinie verläuft, siehe Gußmann [12].

Zu cb):

Bei dieser — genauesten — Betrachtungsweise ist die von der angenommenen Bruchfläche und von etwaigen weite-

ren gedachten Schnitten durch das oberhalb der Bodenoberfläche vorhandene Wasser begrenzte Gesamtlast des Bruchkörpers als äußere Kraft anzusetzen: Gesamtlast = Bodenlast + Wasserlast + Last etwaiger Bauwerke.

Außerdem muß in allen durch das Grundwasser oder das freie Wasser geführten Schnitten der volle jeweils vorhandene Wasserdruck als äußere Kraft angesetzt werden. Er setzt sich aus dem durch den Grundwasserspiegel angegebenen Wasserdruck und gegebenenfalls, dem Porenwasserüberdruck (siehe Erläuterung zu d) zusammen. Wie die Bilder 2 und 3 in DIN 4084 Blatt 2 verdeutlichen, äußert sich die Wirkung des strömenden Wassers in der Krümmung der Strom- und Potentiallinien. Man begeht also eine gewisse Vernachlässigung, wenn man bei der Berechnung des Wasserdrucks nicht von der Potentialhöhe h_w , sondern von der Spiegelhöhe lotrecht über dem betrachteten Punkt ausgeht. Je flacher die Böschung ist, desto kleiner ist der dabei begangene Fehler. Bei einem Geländesprung ist diese Vereinfachung nicht zulässig, weil sie — wie Bild 5 zeigt — zu einem unstetigen Verlauf des Gleitflächenwasserdrucks und damit zu einer Unterschätzung des talseitigen Auftriebs führen würde (siehe Beispiel 2 im Abschnitt 3). Der Strömungsdruck kann stationär oder instationär sein, je nachdem ob sich ein Gleichgewicht zwischen Zufluß und Abfluß einstellt. Deshalb geht der Strömungsdruck gegebenenfalls auch in den Nachweis der sogenannten Endstandsicherheit, d. h. der Standsicherheit unter voll konsolidierten Bedingungen, ein.

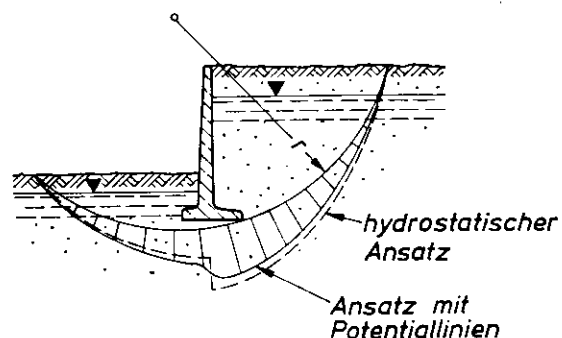


Bild 5. Beeinflussung des hydrostatischen Wasserdrucks durch den Strömungsdruck bei einem Geländesprung

Man beachte übrigens, daß bei schwer durchlässigen Böden, die über oder unter einem durchströmten, gut durchlässigen Boden anstehen, kein Strömungsdruck im eigentlichen Sinne auftritt, sondern der Druck des an der Schichtgrenze entlangströmenden Wassers als äußere Spannung anzusehen ist, die sich in einen entsprechenden Porenwasserüberdruck der schwer durchlässigen Schicht umsetzt. Erst durch die Konsolidierung tritt auch im schwer durchlässigen Boden ein Strömungsvorgang auf, dessen Richtung aber nicht primär durch das Strömungspotential sondern durch die Drainagebedingungen festgelegt ist.

Zu cc):

Dieser Ansatz empfiehlt sich bei Böschungen wegen seiner Anschaulichkeit dann, wenn entweder eine überschlägliche Vorberechnung durchgeführt, oder — nach Vorliegen der genauen Ermittlung mit dem Ansatz cb) — eine nachträgliche Änderung der Randbedingungen (z. B. ein anderer Lastfall) ohne erneute Variationsberechnung berücksichtigt werden soll. Dabei wird nicht mit dem auf die Gleitfläche wirkenden Wasserdruck gerechnet (siehe Bild 6), sondern die gewichtsmindernde Vertikalkomponente wird als eingeprägte Kraft (Auftrieb) in die Wichte des Bodens eingerechnet, während die verbleibende Komponente in der Regel pauschal über das gesamte durchströmte Volumen zu einer resultierenden Strömungskraft S (siehe Bild 4 in DIN 4084 Blatt 2) zusammengefaßt und daraus ein Zusatzmoment M (siehe Abschnitt 12.1) bei der Berechnung der Sicherheit η ermittelt wird.

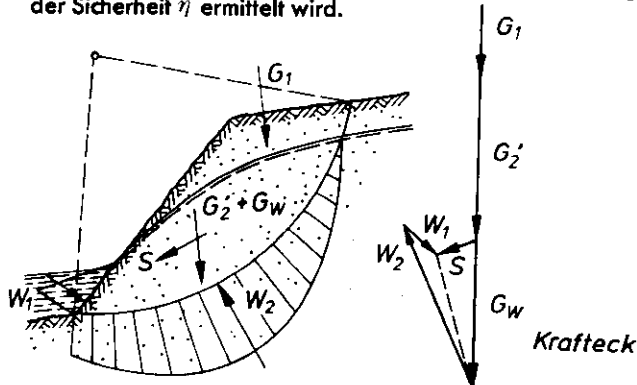


Bild 6. Strömungsdruck in einer Böschung

Um auf der sicheren Seite zu bleiben, muß man — falls die Richtung von S nicht genauer ermittelt wird — die Strömungskraft parallel zur Sickerlinie ansetzen. Die Genauigkeit dieses Ansatzes hängt vor allem von diesem Richtungswinkel ab. Man beachte auch, daß für das Strömungsgefälle i nicht der Tangens, sondern der Sinus des Neigungswinkels der Sickerlinie gegen die Horizontale einzusetzen ist.

Bei geschichtetem Baugrund (siehe Bild 7) kann oder muß gegebenenfalls ein artesischer Wasserüberdruck berücksichtigt werden, der auf der aktiven Seite der Böschung bzw. des Geländesprungs günstig, auf der passiven Seite ungünstig wirkt.

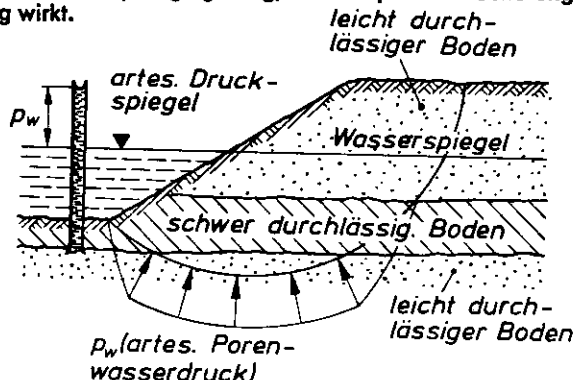


Bild 7. Wirkung artesisch gespannten Grundwassers auf eine Böschung

Zu d), aus DIN 4084 Blatt 1:

Neben der Wirkung des strömenden oder artesisch gespannten Grundwassers auf das Korngerüst des Bodens können bei feinkörnigen, nicht- oder nur schwachbindigen Böden und bei erstbelasteten und schwach vorbelasteten bindigen Böden Porenwasserüberdrücke auftreten, die immer instationär sind und daher nur in den Nachweis der Anfangs-Standsicherheit eingehen. Dabei können folgende beiden Situationen auftreten:

- (1.) Der äußere Spannungszustand ändert sich, und zwar entweder
 - (1.1.) durch eine relativ rasche Zunahme der senkrechten Spannung, beispielsweise infolge einer Dammschüttung oder einer Grundwasserabsenkung; oder
 - (1.2.) durch eine relativ rasche Abnahme der seitlichen Stützspannung (und gleichzeitig des Auftriebs), wie es bei einem sehr schnellen Aushub vorkommen kann.
- (2.) Der äußere Spannungszustand ändert sich nicht, aber der Porenwasserdruck steigt an, z. B. infolge einer durchlaufenden Druckwelle, einer Temperaturschwankung (Frost!) oder einer Störung des Sättigungsgleichgewichtes (Schwellneigung bei Tonböden). Dabei nehmen die effektiven Spannungen ab, und entsprechend sinkt auch die Scherfestigkeit.

Die Porenwasserüberdrücke sind um so geringer, je stärker ein Boden vorbelastet ist. Zu Anhaltspunkten über die Größe der anfänglichen Porenwasserüberdrücke kann man in den obengenannten Regelfällen (1.1) und (1.2) durch eine auf der sicheren Seite liegende rechnerische Abschätzung oder durch Erfahrungswerte auf Grund von Messungen gelangen. Im obengenannten Fall (2) gibt es überhaupt nur den letzteren Weg. Wenn man keinerlei Anhaltspunkt hat, sondern nur allgemein auf Grund des Bodenprofils mit dem Auftreten von Porenwasserüberdrücken rechnen muß, führt man den Nachweis mit den totalen Spannungen — läßt also die Porenwasserüberdrücke außer acht (nicht aber die hydrostatischen Porenwasserdrücke) — und verwendet als Scherparameter die Ergebnisse undrainerter Scherversuche. Wegen der Einzelheiten zu den Scherparametern wird auf DIN 18137 Blatt 1 (Vornorm) verwiesen. Da sich bei einem wassergesättigten Ton im undraineren Scherversuch nur eine Kohäsion c_u , aber kein Winkel $\varphi_u > 0$ ergibt, spricht man auch von der „ $\varphi = 0$ “-Methode.

Sofern die Bodenkennwerte als zeitlich unveränderliche Werte angesehen werden können, d. h. der Boden zwischen Anfangs- und Endzustand keine Volumenzunahme erfährt, nimmt die Standsicherheit der Böschung oder des Geländesprungs mit der Zeit zu, so daß die Anfangsstandsicherheit statisch maßgebend ist (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 9). Der Porenwasserüberdruck hängt nicht nur von der Änderung der lotrechten Spannung ab. Nur bei flachen Böschungen ist der im Normtext empfohlene vereinfachte Ansatz hinreichend genau, wonach der Porenwasserüberdruck der Änderung der größeren Hauptspannung proportional ist. Die Näherung gilt außerdem nur für wassergesättigte bindige Böden. Wegen der Einzelheiten siehe [18].

Zu e), aus DIN 4084 Blatt 1:

Ein durchlaufendes Bauwerk wie eine Stützmauer oder eine Spundwand, das den örtlichen Erddruck- und Wasserdruckkräften standhält (ausreichende Standsicherheit des Bauwerks), stellt für den Geländebruch mit seinem Fußpunkt insofern einen Zwangspunkt dar, als Bruchflächen durch das Bauwerk hindurch nicht in Betracht gezogen zu werden brauchen.

Dasselbe gilt für den Füllboden in Fangedämmen oder zwischen der Wand und dem Anker einer verankerten Spundwandkonstruktion. Im Gegensatz dazu sind schlanke Bauglieder wie Pfähle oder Erdanker, falls sie nicht aus-

DIN 4084 Beiblatt

drücklich dafür bemessen worden sind, nicht in der Lage, einen Geländebruch allein zu verhindern. Sie können aber durchaus herangezogen werden, um nachzuweisen, daß eine an sich geringe, wenn auch über dem Wert 1 liegende Gelände- oder Böschungsbruchsicherheit mit Hilfe der Dübelwirkung der Pfähle auf den zu fordernden Wert ansteigt. Die Dübelwirkung kann dadurch berücksichtigt werden, daß man den Grenzwert der Querkraft im Bruchzustand ermittelt, durch die Böschungs- bzw. Geländebruchsicherheit dividiert und diese Kraft dann als zusätzlichen Scherwiderstand (Reaktionskraft) ansetzt. Aus dieser Betrachtungsweise folgt, daß das Biegemoment (siehe Bild 4 f) an der Schnittstelle 0 ist.

Zu Abschnitt 7 Vereinfachung des Schichtenbildes

Wegen der im allgemeinen geringen räumlichen Erstreckung eines Bruchbereichs ist die Annahme waagerechter Schichtgrenzen in der norddeutschen Tiefebene meist gerechtfertigt. Im Mittelgebirgsraum muß die Möglichkeit fallender Lockergesteins-Schichten dagegen beim Standsicherheitsnachweis berücksichtigt werden, um die Gefahr natürlicher Bruchflächen zu erfassen.

Zu Abschnitt 8 Maßgebende Scherfestigkeit

Im allgemeinen werden die bei Laboratoriumsversuchen festgestellten Bodenkennwerte für die Scherfestigkeit maßgebend sein. Auf die Vornorm DIN 18 137 Blatt 1 wird hingewiesen.

Dabei ist der Kohäsionswert aus zwei Gründen weniger zuverlässig als der Winkel φ der inneren Reibung: erstens kann die Kohäsion viel stärker als φ durch Umweltfaktoren wie Temperatur, Durchfeuchtung, chemische Veränderungen, Auswaschungen und anderes mehr beeinflusst werden, und zweitens kann es im Boden Schwächezonen wie Klüfte, Risse, Schichtgrenzen, frühere Bruchflächen und ähnliches geben, in denen die Kohäsion stark vermindert oder überhaupt nicht mehr vorhanden ist. Solche Schwächezonen werden sich um so stärker auswirken, je größer die Kohäsion ist. Je fester daher ein Boden ist, desto weniger ist es zulässig, aus einer begrenzten Anzahl von Proben durch Mittelwertbildung auf die maßgebende Kohäsion zu schließen.

Auf zwei Sonderfälle ist noch hinzuweisen, in denen die üblicherweise ermittelten Scherparameter nicht als maßgebend angesehen werden dürfen.

Der erste Fall betrifft hochplastische Tone mit einem hohen Gehalt an kolloidalem Ton (z. B. Montmorillonit). Die plättchenförmigen Tonteilchen können sich bei einer Scherverformung in Richtung dieser Verformung einregeln, wodurch eine glänzende und glatte Scherfläche entsteht (Harnischfläche). Da dieser Einregelungsvorgang in der Natur meist nur sehr langsam vorgeht, spricht man von einem „progressiven Bruch“. Der Winkel der inneren Reibung in der ausgebildeten Scherfläche beträgt häufig nur 4° bis 10° . Solche rutschgefährdeten Tone sind in der Natur meist durch unruhige Geländeformen gekennzeichnet und erfordern die Hinzuziehung eines erfahrenen Bodenmechanikers.

Der zweite Fall sind extrem locker gelagerte, nichtbindige Böden, bei denen sich die Bodenmasse durch eine geringfügige äußere Einwirkung, wie z. B. eine Erschütterung oder eine kleine Rutschung, plötzlich verflüssigen kann. Dabei fällt der Winkel der inneren Reibung, unabhängig vom ursprünglich vorhandenen Wert im ungestörten Zustand, bis auf etwa 5° bis 8° ab. Diese Bodenverflüssigung tritt sehr häufig bei locker gelagerten Kippen und bei Muren auf, siehe [17].

Geschätzte bodenmechanische Kennwerte dürfen nur dann verwendet werden, wenn die Bodenschichten eindeutig bewertet werden können, z. B. bei den im Sinne der DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.1.1, nichtbindigen Schichten. Die Schätzungen sollen von Baugrundsachverständigen vorgenommen werden. Auch bei eiszeitlich vorbelasteten und später geologisch nicht erneut gestörten bindigen Schichten oder ungestörten erdgeschichtlich älteren Formationen kann gelegentlich auf gesicherte örtliche Erfahrungen zurückgegriffen werden.

Zu Abschnitt 9 Lastfälle

Bei Böschungen und Geländesprüngen sind häufig Zwischenzustände und Bauzustände maßgebend, obwohl sie als Lastfälle 2 im Sinne der DIN 1054 mit einer etwas geringeren Sicherheit nachzuweisen sind (siehe Abschnitt 11). Es empfiehlt sich insbesondere, den zeitlichen Beginn und die Dauer äußerer Böschungslasten genauer einzugrenzen, um gegebenenfalls mit einem teilkonsolidierten Zustand den Nachweis zu führen.

Bei den Wasserständen können seltene Hochwasserstände oder Niedrigwasserstände als außergewöhnliche Belastung eingestuft werden.

Zu Abschnitt 10 Gleitlinie

„Normale“ Verhältnisse liegen vor, wenn — siehe auch die Erläuterungen zu Abschnitt 7 — der Böschungskörper keine geologisch oder durch eine Schüttung vorgeprägten Gleitflächenrichtungen zeigt. Die kreisförmige Gleitlinie kann dann für alle in Deutschland vorkommenden Lockerböden als ausreichende Näherung angesetzt werden. Dagegen muß man bei den in den Erläuterungen zu Abschnitt 8 erwähnten empfindlichen Tonböden, wie sie z. B. in Nordeuropa häufig als Baugrund anstehen, mit sehr langgestreckten, fast ebenen Bruchflächen rechnen, siehe [13]. Im Gegensatz dazu überwiegt bei teilentfestigten Gesteinen im Gebirge der Steilabbruch mit einem keilförmigen Bruchkörper (siehe Bild 8). Eine Übersicht über die in der Natur vorkommenden verschiedenen Typen von Bruchflächen, siehe [19].

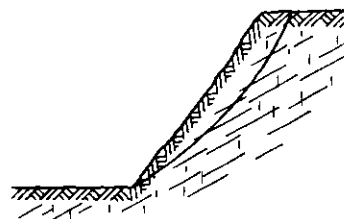


Bild 8. Steilabbruch

Bei einer kohäsionslosen, ebenen Böschung ist die ungünstigste Bruchfläche eine Ebene und fällt mit der Böschungsebene zusammen. Je größer der Anteil der Kohäsion an der Scherfestigkeit ist, desto tiefer schneidet die Bruchfläche in den Boden ein. Bei homogenem bindigem Boden genügt die Untersuchung von Gleitkreisen, die tangential in die talseitige Fußebene einer Böschung einmünden. Steht die Böschung dagegen auf einem Untergrund mit geringerer Scherfestigkeit als im darüber liegenden Boden der Böschung, dann verläuft die Bruchfläche unterhalb des Böschungsfußes. Bei Geländesprüngen mit massiven Stützbauwerken geht sie in der Regel durch den bergseitigen Fußpunkt des Bauwerks, siehe Bild 3; bei Spundwänden durch den Spundwandfußpunkt (siehe Bild 1 und Bild 4 b), c), e), f). Da jedoch das Stützbauwerk bei geschichtetem Baugrund mit weichen Deckschichten gewöhnlich bis in den festen, tragfähigen Untergrund reicht und in ihn einbindet, ist auch der Fall denkbar (siehe Bild 9), daß der ungünstigste Bruchkreis selbst bei Einrechnung der in den Erläuterungen zu Abschnitt 6 e) beschriebenen Dübelwirkung der Pfähle die tragfähige Schicht tangiert.

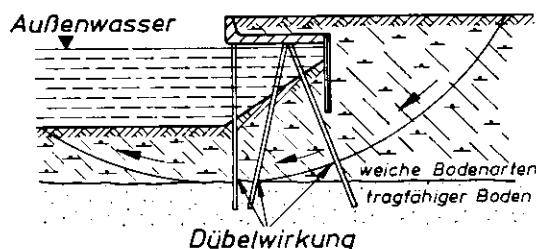


Bild 9. Verdübelung einer Bruchfläche durch ein Stützbauwerk

Der Randwinkel am Böschungsfuß kann nicht größer werden, als es dem Winkel ϑ_p (bei der Berechnung mit den Parametern φ', c' ist $\vartheta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}$; bei der Berechnung mit c_u ist $\vartheta_p = \frac{\pi}{4}$) entspricht, den man der Ermittlung des Erdwiderstandes an der betrachteten Stelle zugrunde legen würde. Wenn ein solcher Fall (siehe Bild 10) auftritt, muß der letzte fußseitige Teil der Gleitlinie in Form einer Geraden fortgesetzt werden (siehe Abschnitt 3, Beispiel 1). Derartige Fälle stellen den Übergang vom Böschungsbruch zum Grundbruch dar.

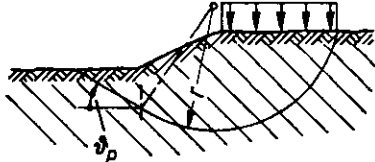


Bild 10. Aus Kreis und Gerade zusammengesetzte Bruchfläche bei grundbruchähnlichen Böschungsbrüchen

In vielen Fällen genügt es, nur eine Bruchfläche zu untersuchen, die nach den obengenannten Gesichtspunkten geschätzt wird. Man erfährt damit zum mindesten, ob die Standsicherheit knapp bemessen ist oder nicht. Außerdem läßt sich die Auswirkung konstruktiver Änderungen oder von Belastungsänderungen ohne großen Aufwand überschlagen.

Zur Ermittlung der kleinsten Sicherheit ist streng genommen eine vollständige Variation der Mittelpunktskoordinaten und des Radius eines jeden Gleitkreises erforderlich, sofern nicht die vorgenannten Zwangspunkte oder Zwangsgeraden (Schichtgrenzen) die Variation beschränken. Die vollständige Variation möglicher Gleitkreise wird, wie im Abschnitt 3 an einigen Beispielen gezeigt, zweckmäßig mit einem Programmrechner durchgeführt. Bei der Ausarbeitung des Rechenprogramms muß man sich darüber klar sein, daß es gelegentlich neben dem absoluten Minimum an Sicherheit auch noch relative Minima geben kann, die bodenmechanisch uninteressant sind. Für den Gleitkreis mit der kleinsten Sicherheit sollte die vollständige Tabelle ausgedruckt werden, aus der die Anteile der einzelnen Lamellen entnommen werden können (siehe Beispiele im Abschnitt 3). Während man sich bei der manuellen Berechnung mit einer Unterteilung des Bruchkörpers in etwa 10 Lamellen begnügen kann — es ist wichtiger, mehrere Kreise zu untersuchen, als an einem Kreis viele Lamellen! —, ist bei der Aufstellung von Maschinenprogrammen eine Anzahl von etwa 30 Lamellen zu empfehlen. Eine noch größere Anzahl ändert am Ergebnis praktisch nichts mehr.

Die seit fast 50 Jahren gebräuchliche Untersuchung von versuchsweise eingelegten Gleitkreisen hat zu der weit verbreiteten Ansicht geführt, daß die in der Natur auftretenden Bruchflächen immer als solche scharf ausgeprägt sind und in ihrer Form und Lage den Rechnungsannahmen entsprechen müssen. Tatsächlich ist das aber oft nicht der Fall. Der Bruchvorgang entwickelt sich vielmehr in einer Zone mit zum Teil unscharfer Begrenzung, deren Breite quer zur Scherrichtung sehr unterschiedlich ist. Es können auch mehrere Bruchflächen übereinander liegen. Gelegentlich kommt es zu überhaupt keinem unstetigen Verschiebungszustand, sondern der Bodenkörper verhält sich wie eine plastisch fließende Masse, in der die Gleitgeschwindigkeit mit der Tiefe abnimmt.

Zu Abschnitt 11 Sicherheit

Aus den in den Erläuterungen zu Abschnitt 2 genannten Gründen sind die Sicherheitsforderungen für den Gelände- und Böschungsbruch nicht in DIN 1054, sondern hier als Empfehlung angegeben worden. Auf die Definition der Lastfälle in DIN 1054, Ausgabe November 1969, Abschnitt 2.2, wird ausdrücklich hingewiesen.

In Fällen, die mit den niedrigen Sicherheiten des Lastfalls 3 nachgerechnet werden, ist zwar die Standsicherheit rechnerisch noch gegeben, doch muß bereits mit ausgeprägten Verformungen des Profils (Kriecherscheinungen) gerechnet werden.

Die Aufteilung der Gesamtsicherheit η in eine Teilsicherheit η_r für die Reaktionskräfte infolge innerer Reibung und η_c für die Reaktionskräfte infolge Kohäsion empfiehlt sich bei der Berechnung nach dem im Abschnitt 12.2 genannten lamellenfreien Verfahren in den Fällen, in denen die Kohäsion für die Standsicherheit maßgebend ist. Allerdings darf die Kohäsion, deren Bestimmung unsicherer ist als die des Reibungswinkels, nur mit 75 % angesetzt werden. Die Einschränkung, dieser Art vorzugehen auf Fälle mit $c > 20 \text{ kN/m}^2$ dient als Hinweis, ab wann die Kohäsion als „maßgebend“ anzusehen ist.

Zu Abschnitt 12 Berechnungsverfahren

Von den zahlreichen, bisher bekanntgewordenen Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen und Stützbauwerken an Geländesprüngen werden in Abschnitt 12 zwei Verfahren empfohlen. Es ist damit keinesfalls beabsichtigt, die weitere Entwicklung der Nachweisverfahren abzu-bremsen, zumal die empfohlenen Verfahren Näherungen sind, die auf die Bedürfnisse der Baupraxis hin vereinfacht sind und mit dieser Vereinfachung die statische Unbestimmtheit des Problems umgehen.

Zu Abschnitt 12.1 Lamellenverfahren

Bei beliebig geschichtetem Baugrund und beliebigen Randbedingungen empfiehlt sich das Verfahren, den Bruchkörper, der von der angenommenen Bruchfläche begrenzt ist, in lamellenartige Volumenelemente aufzuteilen und die an jeder Lamelle wirkenden Aktions- und Reaktionskräfte näherungsweise zu ermitteln, wobei der Bruchkörper als unverformbarer Monolith angesehen wird. Dieses „Lamellenverfahren“ mit kreisförmiger Bruchfuge geht ursprünglich auf Hultin, siehe auch [14], zurück und wurde von Krey weiterentwickelt, siehe [9] und [14]. In Abschnitt 12.1 wurde es durch die Einbeziehung eines eventuellen Porenwasserüberdrucks nach Terzaghi, siehe [21], ergänzt und in vereinfachter Form als auf der sicheren Seite liegendes Rechenverfahren empfohlen. Dabei wird die Sicherheit, abweichend von der Fellenius-Regel, als Verhältnis der maximal möglichen Reaktionsmomente zu den tatsächlich vorhandenen Aktionsmomenten um den Mittelpunkt des Gleitkreises definiert.

Ein Lamellenverfahren, das die Sicherheitsdefinition von Krey und Fellenius zugrunde legt, wurde von Bishop, siehe [2], in die Praxis eingeführt. Die Anwendung der Felleniusregel auf die Reaktionskraft T_i an der Lamelle i (siehe Bild 11) bedeutet, daß

$$T_i = \frac{1}{\eta_i} \cdot \left\{ N'_i \cdot \tan \varphi_i + \frac{c'_i b_i}{\cos \vartheta_i} \right\}$$

ist,

hierin bedeuten:

N'_i die Normalkraft N_i auf das Bruchflächenelement nach Abzug des Porenwasserüberdrucks (Effektivwert),

φ'_i, c'_i die effektiven Scherparameter, die für die Lamelle i maßgebend sind,

b_i, ϑ_i die Breite und den Richtungswinkel der Lamelle i

η_i das Verhältnis der im Bereich der Lamelle i verfügbaren Scherfestigkeit zu der dort tatsächlich mobilisierten Scherfestigkeit.

Da über die Verteilung der Reaktionskräfte längs der Bruchfuge nichts ausgesagt werden kann, muß man vereinfachend annehmen, daß die Scherfestigkeit in allen Schichten im gleichen Maße mobilisiert ist, d. h. man setzt $\eta_i = \text{const} = \eta$.

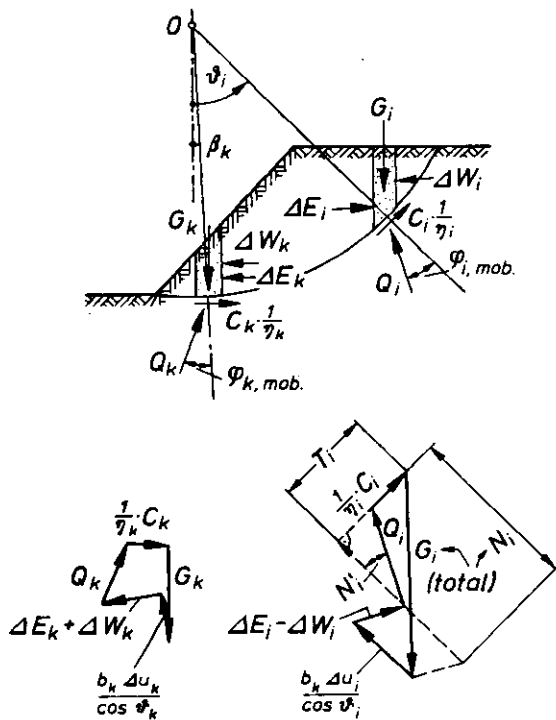


Bild 11. Kräftegleichgewicht beim Verfahren Bishop

Für die Berechnung der Unbekannten N_i , ΔE_i und η stehen nur zwei Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung: bei einer Betrachtung des Momentengleichgewichts an der Lamelle käme zwar eine Bestimmungsgleichung hinzu, aber auch zwei weitere Unbekannte. Aus diesem Grund beschränken sich die Lamellenverfahren von Krey [14] und Bishop [2] auf eine kräftemäßige Betrachtung. Die fehlenden Bestimmungsgleichungen erhält man, indem man (Franke, siehe [10]) für die Richtung von ΔE_i eine Annahme trifft und weiter eine Gleichgewichtsbetrachtung am gesamten Bruchkörper, also durch Summation über i , anstellt. Zum letzteren Zweck benutzt Bishop, siehe [2], die Momentensumme um den Kreismittelpunkt O:

$$r \cdot \sum_i G_i \cdot \sin \vartheta_i = \frac{1}{\eta} \cdot r \cdot \sum_i \left[\frac{c'_i b_i}{\cos \vartheta_i} + N_i \tan \varphi'_i \right] + \sum_i r_i \Delta E_i \cos \vartheta_i$$

und nimmt an, daß die letzte Teilsumme vernachlässigt werden darf, weil $\sum \Delta E_i$ — das ist die Summe der inneren Erddruckkräfte — selbst = 0 sein muß.

Die Gleichung für die Berechnung der Sicherheit lautet bei Bishop, siehe [2],

$$\eta = \frac{\sum_i \frac{(G_i - b_i \Delta u_i) \tan \varphi'_i + b_i c_i}{\cos \vartheta_i + \frac{1}{\eta} \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i}}{\sum_i G_i \sin \vartheta_i}$$

Man muß η schätzen, dann errechnen und mit dem zunächst geschätzten Wert vergleichen. Da η die Zählersumme nur schwach beeinflusst, führt der Rechengang mit wenigen Schritten zum Ergebnis.

Man beachte, daß bei beiden Lamellenverfahren das Momentengleichgewicht an der Lamelle nicht nachgewiesen wird: beim Ansatz der Momente aller angreifenden Kräfte um den Durchstoßpunkt der Lamellenschwerlinie durch die Gleitlinie tritt ein Moment auf (die Erddruckkräfte sind ungleich und greifen nicht unbedingt im gleichen Abstand vom Bezugspunkt an der Lamelle an), über das die Rechnung nichts aussagt. Es kann also ein Momentenfehler auftreten,

der sich beim Nachweis des Momentengleichgewichts am Gesamtkörper in einen entsprechenden Fehler von η umsetzen kann.

Die Momentenfehler entsprechen demjenigen Fehler, den man beim lamellenfreien Verfahren nach Abschnitt 12.2 begeht, wenn man die Verteilung der Normalspannungen in der Bruchfläche unberücksichtigt läßt. Sie beeinträchtigen nicht den Aussagewert des Rechenverfahrens bei Böschungen, dürften aber bei der Anwendung auf das Problem des Geländebruchs eine noch unbekannte Rolle spielen. Für die Berücksichtigung des Momentengleichgewichts beim Lamellenverfahren hat Morgenstern, siehe [15], einen Iterationsprozeß entwickelt.

Eine Kritik der einfachen Lamellenverfahren findet man bei Borowicka, siehe [6].

Zu Abschnitt 12.2

Das lamellenfreie Verfahren, das hauptsächlich bei homogenem Baugrund anwendbar ist, wurde von Fröhlich, siehe [11], entwickelt. Dabei wird der Bruchkörper als monolithische Scheibe und als Ganzes auf sein Gleichgewicht hin untersucht. Nach einem Vorschlag von Borowicka, siehe [5], ist es zweckmäßig, anstelle der Kohäsion einen daraus errechneten „Binnendruck“ von der Größe $p_k = c \cdot \cot \varphi'$ in die Berechnung einzuführen. Bei konstanter Kohäsion hat man sich den Binnendruck als einen geologisch vorgegebenen, allseitigen Druck auf das Korngerüst vorzustellen. Da der Binnendruck bei Anwendung der Felleniusregel unverändert bleibt (die Sicherheit kürzt sich heraus), kann die daraus resultierende Kraft mit den übrigen äußeren Kräften vektoriell zusammengesetzt werden. Die hierdurch erreichte Vereinfachung besteht demnach darin, daß der Boden rechnerisch wie ein kohäsionsloses Material angesehen werden kann: die Binnendruckkraft liefert keinen Beitrag zu den Momenten der äußeren Kräfte, weil ihr Vektor durch den Mittelpunkt des Bruchkreises geht, aber sie vergrößert die Normalkraft auf die Bruchfläche und damit die Scherkraft.

2. Schrifttum

- [1] Bell, J. M. (1966), Dimensionless parameters for homogeneous earth slopes
Proc. ASCE 92, SM 5, 51—65
- [2] Bishop, A. W. (1952), The stability of earth dams
Ph. D. Thesis University of London
- [3] Bishop, A. W./ Morgenstern, N. (1960), Stability coefficients for earth slopes
Géotechnique 10, 129—147
- [4] Borowicka, H. (1965), Die Standsicherheit einer Böschung in Theorie und Praxis
Bauingenieur 40, 21
- [5] Borowicka, H. (1968), Ein einfaches und widerspruchsfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung
Mitt. Inst. Grundbau Bodenm. TH Wien 10, 1
- [6] Borowicka, H. (1970), Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung
Bauingenieur 45, 307—313
- [7] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Arbeitskreis 8 a Unterausschuß B (1962), Empfehlungen für den Bau und die Sicherung von Böschungen
Bautechnik 39, 404
- [8] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Arbeitskreis 7 Ufereinfassungen (1970), Empfehlungen (EAU), 4. Auflage
Verlag von W. Ernst und Sohn Berlin und München
- [9] Fellenius, W. (1927), Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen
Verlag von W. Ernst und Sohn Berlin

- [10] Franke, E. (1967), Einige Bemerkungen zur Definition der Standsicherheit von Böschungen und der Geländebruchsicherheit beim Lamellenverfahren
Bautechnik 44, 415—419
- [11] Fröhlich, O. K. (1950), Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf kreiszylindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung in dieser Fläche
Federhofer-Girkmann-Gedenkschrift Wien, 181
- [12] Gußmann, P. (1974), Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability
German Géotechnique, no. 2, 61—73
- [13] Janbu (1955), Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis
Proc. Europ. Conf. Stockholm, Bd. 3, 43
- [14] Krey, H. D. (1926), Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes
Verlag von W. Ernst und Sohn Berlin
- [15] Morgenstern, N./Price, V. E. (1965), The analysis of the stability of general slip surfaces
Géotechnique 15, 79—93
- [16] Müller-Salzburg, L. (1970), Der Felsbau (2 Bde.)
Enke-Verlag Stuttgart
- [17] Schubert, K. (1968), Setzungsfließen von Böschungen
Donau-Europäische Konferenz Wien, 172—174
- [18] Schultze, E./Muhs, H. (1967), Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten
2. Aufl., Springer-Verlag Berlin
- [19] Skempton, A. W. (1969), Stability of natural slopes and embankment foundations
Proc. 7. ICSMFE Mexico City, II, 291—340
- [20] Spencer, E. (1967), A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces
Géotechnique 17, 11—26
- [21] Terzaghi, K. (1951), Mechanism of landslides
Harvard Soil Mechanics Series 36
- [22] Vereinigung Schweizerischer Straßenfachmänner (VSS), Arbeitsgruppe 10 (1969), Stützmauern, Entwässerung und Hinterfüllung, Stützmauer-Normale
SNV 640 389

3. Entwürfe von Berechnungsbeispielen¹⁾

Beispiel 1

Zur Abfangung eines Geländesprungs wird eine horizontal einfach verankerte Spundwand gebaut. Sie steht in einer wassersperrenden tonigen Schluffschicht, die durch einen artesischen Wasserüberdruck von $39,5 \text{ kN/m}^2$ belastet wird, wenn der freie Wasserspiegel an der Spundwand bis auf den Niedrigwasserstand von $-3,65 \text{ m NN}$ absinkt.

Als Zwangspunkte für den Gleitkreis kommen hier alternativ die Fußpunkte der Spundwand bzw. der Ankerplatte in Frage. Wasserspiegel, Sickerlinie und Verlauf der Oberfläche und der Bodenschichten werden durch 17 Polygonpunkte (siehe Bild 12) mit folgenden Lagekoordinaten erfasst (siehe Tabelle 1 und 2).

Tabelle 1. Lagekoordinaten in m für Beispiel 1

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
x	0,0	35,00	35,00	47,00	60,00	0,0	60,00	0,0	60,00
y	17,70	17,70	24,00	27,00	27,00	14,00	14,00	10,00	10,00

	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
x	0,0	35,00	35,00	36,00	37,00	38,00	43,00	60,00
y	19,35	19,35	21,50	22,60	23,00	23,20	23,30	23,30

¹⁾ Für Kraftgrößen wird nach DIN 1301 die Einheit kN (Kiloneutron) 1 kN = 10^3 N verwendet (1 kN = $1/9,80665 \text{ Mp}$ und $1 \text{ kN} \approx 0,1 \text{ Mp}$ beziehungsweise $1 \text{ kN/m}^2 \approx 0,01 \text{ kp/cm}^2$)

Tabelle 2. Kenngrößen der Bodenschichten für Beispiel 1

Schicht Nr	Bodenschicht	γ kN/m ³	γ'	φ Grad	φ'	c' kN/m ²
①	Mittelsand (mS)	19	11,0	35	—	—
②	schwach toniger Schluff (Su, t')	15,5	5,5	—	20	20
③	sandiger Schluff (sSu)	17	7,0	—	27,5	0

Bei Ansatz der Wasserdrukkräfte nach Abschnitt 6 cb) ergibt sich nach dem Rechenverfahren in DIN 4084 Blatt 1, Abschnitt 12.1 bei 30 Lamellen die in Bild 12 dargestellte Verteilung der rechnerischen Sicherheitswerte η mit einem Minimalwert von 1,1. Nach dem in den Erläuterungen zu Abschnitt 12.1 genannten Verfahren von Bishop (siehe [2]) ergibt sich bei 30 Lamellen die in Bild 13 dargestellte Verteilung mit einem Minimalwert von ebenfalls 1,1, d. h. wegen der geringen vorhandenen Sicherheit ergibt sich bei diesen Randbedingungen kein nennenswerter Unterschied in η aus der Wahl des Rechenverfahrens. Da die maßgebenden Gleitlinien auf der Talseite relativ steil austreten, mußte bei diesem Beispiel die 1. Lamelle durch den in Bild 10 gezeigten Erdwiderstandskeil ersetzt werden.

Der artesische Wasserdruck mit der Druckhöhe 0,30 m NN verursacht auf der ganzen Schichtunterfläche der Sperrschicht 2 einen Wasserüberdruck von 133 kN/m^2 . Da auf der Talseite auf die Sperrschicht von oben nur ein Wasserdruck von $53,5 \text{ kN/m}^2$ wirkt, muß für den Druckverlauf innerhalb der Sperrschicht eine Annahme getroffen werden: hier wurde in der üblichen Weise angenommen, daß der Druck sich zwischen den Schichtgrenzen linear ändert.

Bei der Berechnung mit dem Rechenschieber und Unterteilung des Gleitkörpers in 10 Lamellen ergäbe sich der in Tabelle 3 zusammengestellte Rechengang, der hier zwar als Ergebnis einer Programmrechnung ausgedruckt ist, der sich aber bei Handrechnung in gleicher Weise ergibt. Aus programmtechnischen Gründen waren einige Vereinfachungen erforderlich, die für die Berechnung von Hand nicht zwingend sind. So wurde eine konstante Lamellenbreite von $1/10$ der Breite des Bruchkörpers (hier: $b = 3,77 \text{ m}$) gewählt; alle an der Lamelle angreifenden Kräfte wurden als in der Mittellinie wirkend angesetzt; für die Ermittlung der Eigenlast wurde schematisch die Höhe der Lamelle in dieser Mittellinie angenommen. Diese schematischen Festlegungen wirken sich bei hinreichend großer Lamellenanzahl nicht sonderlich aus, spielen aber im vorliegenden Fall bei nur 10 Lamellen — man betrachte daraufhin z. B. Lamelle Nr 6! — eine kaum noch vernachlässigbare Rolle, sind aber für die prinzipielle Darlegung ohne Bedeutung.

Lamelle Nr 1 erscheint nicht in der Tabelle 3, sondern ist als Erdwiderstandskeil gesondert berechnet worden (der Fall war im Rechenprogramm nicht berücksichtigt). In der Mittellinie ist

- die y-Ordinate des Wasserspiegels = 19,35 m
- die y-Ordinate der Gewässersohle = 17,70 m
- die y-Ordinate des Schnittpunktes der Mittellinie mit dem Gleitkreis = 15,18 m
- Erdwiderstandsbeiwert 3,69
- Erdwiderstandskraft $E_{p1} = \frac{1}{2} (17,70 - 15,18)^2 \cdot 11 \cdot 3,69 = 128,9 \text{ kN/m}$
- Radius des Gleitkreises $r = 20,5 \text{ m}$
- $\frac{1}{r} \cdot M_{ep1}$ (Moment aus E_{p1}) = $128,9 \cdot \frac{12,66}{20,50} = 79,5 \text{ kN/m}$
- Wasserdrukraft zwischen den Ordinaten $y = 17,70 \text{ m}$ und $15,18 \text{ m}$:
 $W_1 = \frac{1}{2} (41,7 + 16,5) (17,70 - 15,18) = 73,4 \text{ kN/m}$



Tabelle 3. Rechengang für Beispiel 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	13	15	16
Numer der Lamelle	Numer der Bodenschicht ¹⁾	Ordinaten y in m	Wichte γ in kN/m ³	Wichte γ' in kN/m ³	Eigenlast G der einzelnen Lamelle in kN/m, ohne Verkehrslast	Reibungswinkel φ bzw. φ' in Grad	Kohäsion c bzw. c' in kN/m ²	Porenwasserdruckkraft u · b in kN/m (kein Porenwasserüberdruck)	Zähler von T_w (DIN 4084 Blatt 1, Gl. 2), einschließlich Verkehrslast	$\cos \vartheta$	$\sin \vartheta$	G · sin ϑ in kN/m, einschließlich Verkehrslast	sin ϑ/η (wird nur für die Berechnung nach Bishop benötigt)	Nenner von T_w	T_w widerstehende Tangentialkraft in kN/m
2	1	17,70	21,0	11,0	293,0										
	2	14,00	15,5	5,5	127,1										
	W	9,67													
	G	11,82			420,0	20,0	20,0	364,9	262,2	0,8231	-0,5677	-238,4	-0,5677	16,9	155,1
3	1	17,70	21,0	11,0	293,0										
	2	14,00	15,5	5,5	233,9										
	3	10,00	17,0	7,0	14,7										
	W G	13,53 9,76			541,6	27,5	0	510,4	29,2	0,9234	-0,3837	-201,8	-0,3837	13,9	21,0
4	1	17,70	21,0	11,0	293,0										
	2	14,00	15,5	5,5	233,9										
	3	10,00	17,0	7,0	88,9										
	W G	14,68 8,61			615,8	27,5	0	554,1	61,7	0,9798	-0,1997	-122,9	-0,1997	16,8	36,7
5	1	17,70	21,0	11,0	293,0										
	2	14,00	15,5	5,5	233,9										
	3	10,00	17,0	7,0	115,2										
	W G	15,09 8,61			642,1	27,5	0	569,6	72,5	0,9998	-0,0156	-10,0	-0,0156	19,0	38,2
6	1	24,23	19,0		102,5										
	1	22,80	21,0	11,0	696,7										
	2	14,00	15,5	5,5	233,9										
	3 W G	10,00 14,80 8,49	17,0	7,0	96,6	1129,7	27,5	0	558,6	571,1	0,9857	0,1683	190,1	0,1683	20,6
7	1	25,18	19,0		134,7										
	1	23,30	21,0	11,0	736,3										
	2	14,00	15,5	5,5	233,9										
	3 W G	10,00 13,78 9,51	17,0	7,0	31,0	1138,9	27,5	0	520,0	618,9	0,9358	0,3524	401,3	0,3524	21,5
8	1	26,12	19,0		202,0										
	1	23,30	21,0	11,0	736,3										
	2	14,00	15,5	5,5	152,0										
	W G	11,90 11,39			1090,3	20,0	20,0	448,9	848,5	0,8439	0,5364	584,8	0,5364	28,5	297,7
9	1	27,00	19,0		265,0										
	1	23,30	21,0	11,0	698,3										
	W	8,81													
	G	14,48			963,3	35,0	0	332,6	630,7	0,6934	0,7204	693,9	0,7204	17,1	368,8
10	1	27,00	19,0		265,0										
	1	23,30	21,0	11,0	265,2										
	W	3,34													
	G	19,95			530,2	35,0	0	126,0	404,2	0,4263	0,9045	479,6	0,9045	15,1	267,7
1) W Zeile für den Porenwasserdruck auf die Gleitfläche G Zeile für die Ordinate und die Kräfte im Schnittpunkt der Lamellen-Mittellinie mit dem Gleitkreis															

DIN 4084 Beiblatt

$$-\frac{1}{r} \cdot M_{w1} \text{ (Moment aus } W_1) = 73,4 \cdot \frac{12,44}{20,50} = 44,5 \text{ kN/m}$$

$$-\frac{1}{r} M_{ep1} + M_{w1} = 79,5 + 44,5 = 124,0 \text{ kN/m}$$

Anmerkung: E_{p1} muß beim Verfahren nach Bishop durch η dividiert werden

– Wasserdruckkraft zwischen den Ordinaten $y = 19,35$ m und $17,70$ m:

$$W_2 = \frac{10}{2} (19,35 - 17,70)^2 = 13,6 \text{ kN/m}$$

– Hebelarm um den Gleitkreismittelpunkt: $10,45$ m

$$-\frac{1}{r} \cdot M_{w2} \text{ (Moment aus } W_2) = 13,6 \cdot \frac{10,45}{20,50} = 6,9 \text{ kN/m}$$

$$-\frac{1}{r} (M_{ep1} + M_{w1} + M_{w2}) = 79,5 + 44,0 + 6,9 = 130,9 \text{ kN/m}$$

Summe in Tabelle 3 Spalte 13: $1776,7 \text{ kN/m}$; Summe in Tabelle 3 Spalte 16: $1738,3 \text{ kN/m}$. Koordinaten des Gleitkreismittelpunktes $x = 32,50$ m; $y = 28,70$ m.

Damit Sicherheit η nach DIN 4084 Blatt 1 Abschnitt 12.1

$$\eta = \frac{1738,3 + 130,9}{1776,7} = 1,052$$

Beispiel 2

In einem weichen tonigen Schluff wird eine Baugrube durch eine Wand gesichert, die aus Trägerpfählen und eingehängten Spundwandschürzen besteht. Die Wand wird rückverhängt und durch Zuganker am Kopf gehalten, die ihre Kraft in den unterhalb der Kote $-15,0$ m NN anstehenden tragfähigen Sandboden abtragen (siehe Bild 14). Der anstehende Boden ist voll wassergesättigt; der Grundwasserspiegel steht in Höhe der ursprünglichen Geländeoberkante (GOK) auf Kote $-1,0$ m NN an.

Als Zwangspunkt für den Gleitkreis der Geländebruchuntersuchung wird die Unterkante der Spundwandschürze auf $-10,0$ m NN angenommen.

Die von der Gleitlinie geschnittenen Bauelemente werden in der Berechnung folgendermaßen berücksichtigt:

Zuganker — Zugkraft im Grenzzustand, dividiert durch die Geländebruchsicherheit η (beim Verfahren nach Abschnitt 12.1 mit $\eta = 1$), das sind hier 438 kN/m . An sich brauchte in Füllen, in denen die Zugkraft antreibend wirkt, nur die Zugkraft im Gebrauchszustand angesetzt zu werden, doch war es in dem verfügbaren Programm nicht möglich, das zu berücksichtigen. Geht man so vor wie hier, so liegt man auf der sicheren Seite.

Trägerpfähle (Abstand $2,0$ m) — bei Plastifizierung (Fließgrenze) aufnehmbare Querkraft, dividiert durch die Geländebruchsicherheit η (beim Verfahren nach Abschnitt 12.1 mit $\eta = 1$), das sind hier 174 kN/m .

Geländeoberkante und Bodenschichten werden durch 10 Polygonpunkte mit folgenden Lagekoordinaten erfaßt (siehe Tabelle 4).

Tabelle 4. Lagekoordinaten in m für Beispiel 2

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5
x	0,00	45,00	45,00	45,00	63,00
y	19,00	19,00	22,00	24,00	24,00

	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
x	63,00	0,00	45,00	0,00	63,00
y	22,00	18,00	18,00	10,00	10,00

Der Baugrund besteht an sich aus zwei Schichten — Schluff und darunter Sand —; die Schluffschicht wird jedoch in eine obere Schicht ① ohne Kohäsion und eine untere Schicht ② mit Kohäsion unterteilt. Die bodenmechanischen Kenndaten der Bodenschichten sind folgende (siehe Tabelle 5):

Tabelle 5. Kenngrößen der Bodenschichten für Beispiel 2

Schicht Nr	Bodenschicht	γ kN/m ³	γ'	φ Grad	φ'	c' kN/m ²
①	feinsandiger Schluff (s Su)	14,5	4,5	—	18,0	0
②	feinsandiger Schluff (s Su)	14,5	4,5	—	18,0	8,0
③	Mittelsand (mS)	18,0	11,0	35	—	—

Die Berechnung des Wasserdrucks erfolgte nach Abschnitt 6 cb), wobei für die Variationsrechnung vereinfacht mit den hydrostatischen Wasserdruckordinaten (durchgezogene Druckverteilungslinie in Bild 14) gerechnet wurde. Nachdem mittels Programmrechnung die Lage des ungünstigsten Gleitkreises ermittelt war, wurden für diesen Kreis die genaueren Wasserdruckordinaten längs des Gleitkreises durch Zeichnen eines Stromliniennetzes bestimmt.

Da die maßgebenden Gleitlinien auf der Talseite relativ steil austreten, mußte bei diesem Beispiel die 1. Lamelle durch den in Bild 10 gezeigten Erdwiderstandskeil ersetzt werden.

Die Programmrechnung ergibt nach dem Rechenverfahren gemäß Abschnitt 12.1 bei 30 Lamellen die in Bild 14 dargestellte Verteilung der rechnerischen Sicherheitswerte η mit einem Minimalwert von $\approx 1,3$. Nach dem in den Erläuterungen zu Abschnitt 12.1 genannten Verfahren von Bishop ergibt sich die in Bild 15 gezeigte Verteilung mit einem Minimalwert von $1,26$. Die Mittelpunktsordinaten der nach den beiden Verfahren errechneten ungünstigsten Kreise sind praktisch gleich. Bemerkenswert ist, daß in diesem Fall — bei dem der Gleitkreis sehr weit in den passiven Bereich auf der Baugrubenseite hineinreicht, die nach Bishop errechnete Sicherheit kleiner ausfällt.

Bei der Berechnung mit dem Rechenschieber und Unterteilung des Bruchkörpers in nur 10 Lamellen ergibt sich der in der Tabelle 6 zusammengestellte Rechengang. Die Lamellenbreite beträgt hier $1,84$ m.

Zum Ersatz der 1. Lamelle durch den Erdwiderstandskeil folgende Angaben: in der Mittellinie ist

- die y -Ordinate der Baugrubensohle = $19,00$ m
- die y -Ordinate des Grundwasserspiegels = $18,00$ m
- die y -Ordinate des Schnittpunkts der Mittellinie mit dem Gleitkreis = $17,69$ m
- Erdwiderstandsbeiwert $1,89$
- Erdwiderstandsdruck infolge Kohäsion:
 $2 \cdot 8,0 \cdot \sqrt{1,89} = 22,0 \text{ kN/m}^2$
- Erdwiderstands- und Wasserdruckkraft:

$$1,89 \left(\frac{1}{2} 14,5 \cdot 1,0 + 0,31 \cdot 14,5 + \frac{1}{2} \cdot 4,5 \cdot 0,31^2 \right) + 22,0 \cdot 1,31 + \frac{1}{2} 3,1 \cdot 0,31 = 51,9 \text{ kN/m};$$

$$\text{daraus ergibt sich } \frac{1}{r} M_{ep} + \frac{1}{r} M_w = 30,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Summe in Tabelle 6 Spalte 13: } 10 \cdot 31,05 = 310,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Summe in Tabelle 6 Spalte 16: } 10 \cdot 33,67 = 336,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Koordinaten des Gleitkreismittelpunktes } x = 41,00 \text{ m};$$

$$y = 24,00 \text{ m}$$

$$\text{Radius des Gleitkreises } r = 9,85 \text{ m}$$

Momente der geschnittenen Bauteile, dividiert durch r :

$$\frac{1}{9,85} (-438 \cdot 2,82 + 174 \cdot 9,0) = -125,8 + 159,0 = +33,2 \text{ kN/m}$$

Damit ergibt sich als Geländebruchsicherheit der Wert

$$\eta = \frac{336,7 + 30,2 + 33,2}{310,5} = 1,29.$$

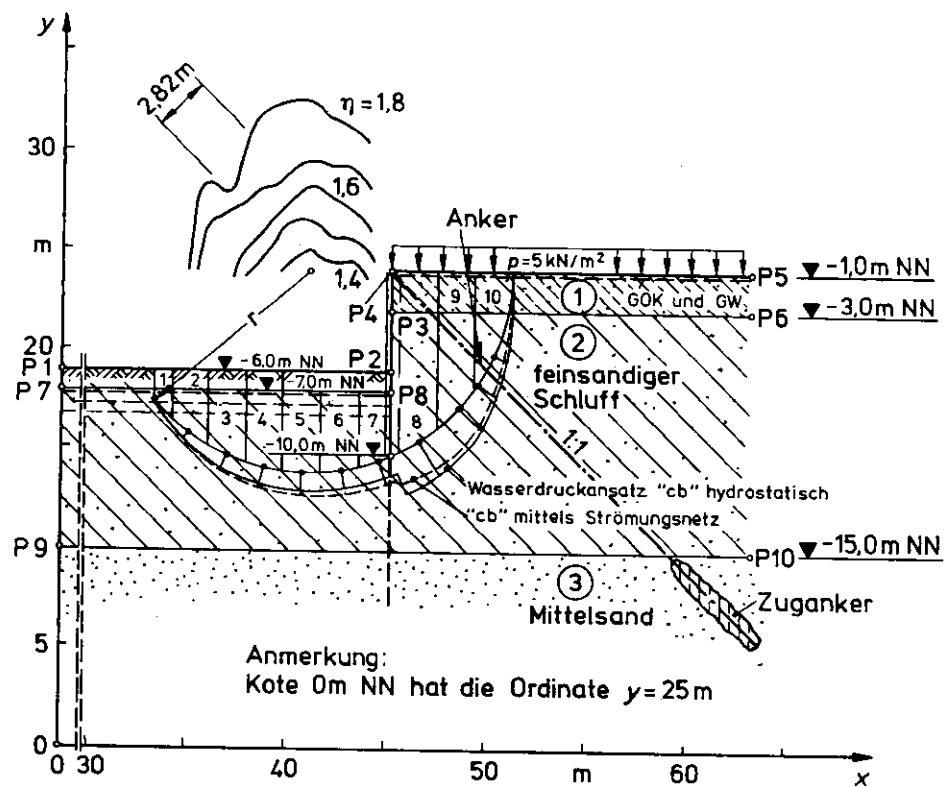
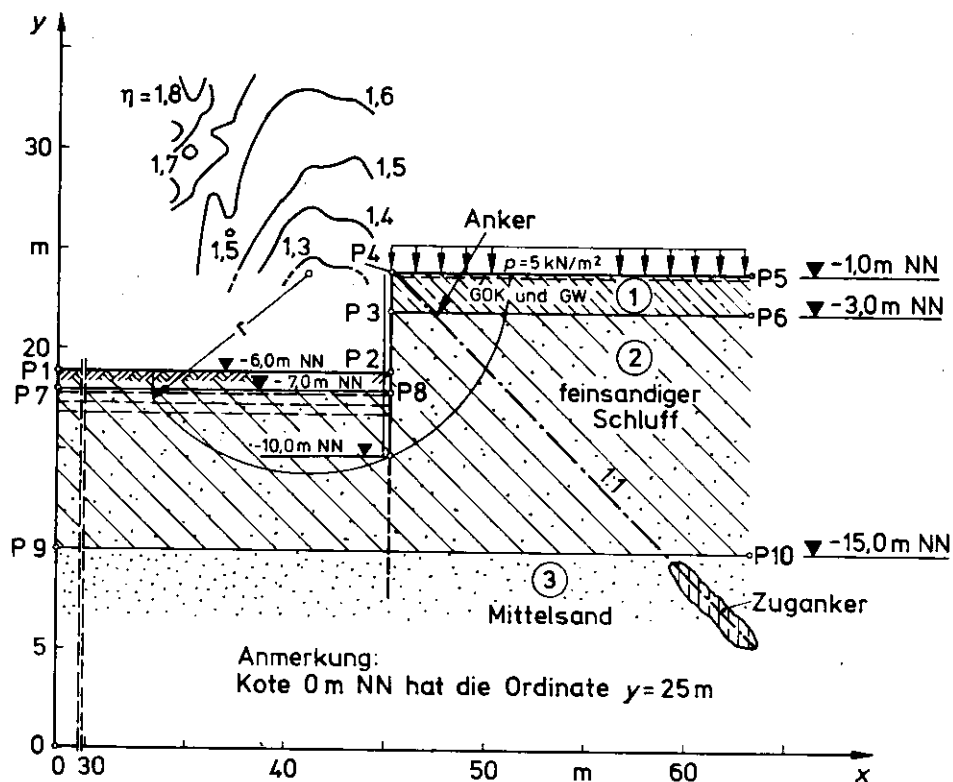
Bild 14. Ermittlung der Linien gleicher Sicherheit η nach Abschnitt 12.1 für Beispiel 2Bild 15. Ermittlung der Linien gleicher Sicherheit η nach dem Verfahren von Bishop für Beispiel 2

Tabelle 6. Rechengang für Beispiel 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Nummer der Lamelle	Nummer der Bodenschicht ¹⁾	Ordinaten y in m	Wichte γ in kN/m ³	Wichte γ' in kN/m ³	Eigenlast G der einzelnen Lamelle in kN/m, ohne Verkehrslast	Reibungswinkel φ bzw. φ' in Grad	Kohäsion c bzw. c' in kN/m ²	Porenwasserdruckkraft u · b in kN/m (kein Porenwasserüberdruck)	Zähler von T_w (DIN 4084 Blatt 1, Gl. 2), einschließlich Verkehrslast	$\cos \vartheta$	$\sin \vartheta$	G · sin ϑ in kN/m, einschließlich Verkehrslast	sin ϑ/η (wird nur für die Berechnung nach Bishop benötigt)	Nenner von T_w	T_w widerstehende Tangentialkraft in kN/m
2	2 W G	19,00 2,00 15,99	14,5	4,5	79,9 79,9	18,0	8,0	36,8	88,2	0,813	-0,582	- 46,6	-0,582	19,1	45,9
3	2 W G	19,00 3,04 14,95	14,5	4,5	107,5 107,5	18,0	8,0	55,8	96,8	0,918	-0,396	- 42,6	-0,396	24,2	39,8
4	2 W G	19,00 3,63 14,36	14,5	4,5	123,1 123,1	18,0	8,0	66,5	101,6	0,978	-0,210	- 25,9	-0,210	27,9	36,3
5	2 W G	19,00 3,84 14,15	14,5	4,5	128,8 128,8	18,0	8,0	70,5	103,4	1,000	-0,024	- 3,1	-0,024	30,5	33,8
6	2 W G	19,00 3,71 14,28	14,5	4,5	125,4 125,4	18,0	8,0	68,2	102,4	0,987	0,162	+ 20,4	0,162	31,9	32,0
7	2 W G	19,00 3,23 14,76	14,5	4,5	112,5 112,5	18,0	8,0	59,2	98,4	0,937	0,348	39,2	0,348	32,3	30,4
8	1 2 W G	24,00 22,00 8,32 15,67	14,5 14,5	4,5 4,5	53,1 168,1 221,2	18,0	8,0	152,6	123,0	0,845	0,535	123,2	0,535	31,3	39,2
9	1 2 W G	24,00 22,00 6,82 17,17	14,5 14,5	4,5 4,5	53,1 128,3 181,4	18,0	8,0	125,1	110,6	0,693	0,721	137,5	0,721	28,5	38,7
10	1 2 W G	24,00 22,00 4,14 19,85	14,5 14,5	4,5 4,5	53,1 57,1 110,2	18,0	8,0	76,0	88,5	0,421	0,907	108,4	0,907	22,0	40,1

¹⁾ W Zeile für den Porenwasserdruck auf die Gleitfläche
G Zeile für die Ordinate und die Kräfte im Schnittpunkt der Lamellen-Mittellinie mit dem Gleitkreis

Tabelle 7. Rechengang für Beispiel 2 unter Berücksichtigung des Stromliniennetzes

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Numer der Lamelle	Numer der Bodenschicht ¹⁾	Ordinaten y in m	Wichte γ in kN/m ³	Wichte γ' in kN/m ³	Eigenlast G der einzelnen Lamelle in kN/m, ohne Verkehrslast	Reibungswinkel φ bzw. φ' in Grad	Kohäsion c bzw. c' in kN/m ²	Porenwasserdruckkraft u · b in kN/m (kein Porenwasserüberdruck)	Zähler von T _w (DIN 4084 Blatt 1, Gl. 2), einschließlich Verkehrslast	cos θ	sin θ	G · sin θ in kN/m, einschließlich Verkehrslast	sin θ/η (wird nur für die Berechnung nach Bishop benötigt)	Nenner von T _w	T _w widerstehende Tangentialkraft in kN/m
2	2	19,00	14,5	4,5	79,9	18,0	8,0	42,9	82,1	0,813	-0,582	- 46,6	-0,582	19,1	42,7
	W	2,00													
	G	15,99													
3	2	19,00	14,5	4,5	107,5	18,0	8,0	67,2	85,4	0,918	-0,396	- 42,6	-0,396	24,2	35,1
	W	3,04													
	G	14,95													
4	2	19,00	14,5	4,5	123,1	18,0	8,0	82,4	85,8	0,978	-0,210	- 25,9	-0,210	27,9	30,6
	W	3,63													
	G	14,36													
5	2	19,00	14,5	4,5	128,8	18,0	8,0	91,5	82,4	1,000	-0,024	- 3,1	-0,024	30,5	27,0
	W	3,84													
	G	14,15													
6	2	19,00	14,5	4,5	125,4	18,0	8,0	96,0	74,5	0,987	0,162	20,4	0,162	31,9	23,3
	W	3,71													
	G	14,28													
7	2	19,00	14,5	4,5	112,5	18,0	8,0	93,0	64,6	0,937	0,348	39,2	0,348	32,3	20,0
	W	3,23													
	G	14,76													
8	1	24,00	14,5	4,5	53,1	18,0	8,0	115,4	160,2	0,845	0,535	123,2	0,535	31,3	51,0
	2	22,00													
	W	8,32													
9	1	24,00	14,5	4,5	53,1	18,0	8,0	99,5	136,3	0,693	0,721	137,5	0,721	28,5	47,8
	2	22,00													
	W	6,82													
10	1	24,00	14,5	4,5	53,1	18,0	8,0	64,6	100,0	0,421	0,907	108,4	0,907	22,0	45,6
	2	22,00													
	W	4,14													
1) W Zeile für den Porenwasserdruck auf die Gleitfläche G Zeile für die Ordinate und die Kräfte im Schnittpunkt der Lamellen-Mittellinie mit dem Gleitkreis															

DIN 4084 Beiblatt

Einfluß des Strömungsdruckes:

Bisher wurden die Wasserdrücke aus den Wasserspiegelnhöhen beiderseits der Spundwand abgeleitet, nicht aber aus dem Stromliniennetz. Dadurch blieb die Erhöhung der Lamelleneigenlast durch den Strömungsdruck auf der Bergseite und vor allem die Ermäßigung auf der Talseite unberücksichtigt. Der Strömungsdruck ändert die Wichte γ um den Betrag $\pm i \cdot \gamma_w$, wo i das lokale Strömungsgefälle und γ_w die Wichte des Wassers bedeuten. Zur Vereinfachung der Rechnung wird gelegentlich empfohlen, für i das maximale Gefälle längs der Spundwand anzusetzen. Wenn man im Beispiel 2 so verfährt, sinkt die Sicherheit auf $\eta = 1,26$ ab. Diese Vereinfachung kann aber sehr grob sein und ist deswegen nicht zu empfehlen.

Zeichnet man dagegen das Stromliniennetz auf und ermittelt daraus die genaueren Wasserdruckkoordinaten unter Berücksichtigung des lokalen Gefälles i in den Punkten der Gleitlinie, dann ergibt sich der in Bild 14 gestrichelt eingetragene Verlauf und der Rechengang, wie ihn die Tabelle 7 zeigt:

Summe in Tabelle 7 Spalte 16: $10 \cdot 32,31 = 323,1 \text{ kN/m}$

Damit ergibt sich als Geländebruchsicherheit der Wert

$$\eta = \frac{323,1 + 30,2 + 33,2}{310,5} = 1,25.$$

Für das diskutierte Beispiel ist der Strömungsdruck daher von nur untergeordneter Bedeutung, was aber nicht verallgemeinert werden darf.

Beispiel 3

Für eine Baugrube im Wattgebiet an der Nordseeküste wird ein Damm mit dem in Bild 16 dargestellten Profil aus dem örtlich anstehenden Feinsand geschüttet und durch eine Deckschicht aus wasserundurchlässigem Material geschützt. Die ungünstigste Belastung entsteht durch ein bis + 3,0 m NN auflaufendes Hochwasser.

Das Baugrundprofil ist dadurch gekennzeichnet, daß sich unter dem anstehenden Feinsand eine 5 m dicke Sperrschicht aus schluffigem Ton befindet. Der tiefere, gut durchlässige Mittelsand übt daher auf die Sperrschicht je nach Außenwasserstand einen artesischen Wasserüberdruck aus; es wird angenommen, daß dieser Druck innerhalb der Sperrschicht linear nach oben hin abfallend abgebaut wird.

Die Sickerlinie wird im Dammquerschnitt in der gestrichelt eingetragenen vereinfachten Form P2-P11-P4 angesetzt, wobei davon ausgegangen wird, daß das Hochwasser nicht so rasch wieder abläuft, als daß sich nicht unter dem Deckwerk der gleiche Wasserstand (P4) einstellt.

Wegen des großen Scherwiderstands des unteren Sandes können Gleitkreise ausgeschlossen werden, die in diese Schicht einschneiden würden.

Wasserspiegel, Sickerlinie und Verlauf der Oberfläche und der Bodenschichten werden durch 12 Polygonpunkte mit folgenden Lagekoordinaten erfaßt (siehe Tabellen 8 und 9). Die Bilder 16 und 17 stellen die Ergebnisse der Sicherheitsberechnung nach Abschnitt 12.1 (siehe Bild 16), und nach dem Verfahren von Bishop (siehe Bild 17) dar, und zwar jeweils ohne (ausgezogene Linien) und mit (gestrichelte

Tabelle 8. Lagekoordinaten in m für Beispiel 3

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
x	0,0	10,00	51,40	70,60	80,60	100,00
y	14,00	14,00	27,80	23,00	19,00	19,00

	P7	P8	P9	P10	P11	P12
x	0,0	100,00	0,0	100,00	51,4	100,00
y	11,00	11,00	6,0	6,00	21,0	23,00

Tabelle 9. Kenngrößen der Bodenschichten für Beispiel 3

Schicht Nr	Bodenschicht	γ kN/m ³	γ'	φ' Grad	c' kN/m ²
①	Feinsand (fS)	18	10	32,5	0
②	toniger Schluff (Su,t)	16	6	15	20
③	Sand (S)	19	11	35	0

Tabelle 10. Sicherheitsbeiwerte für unterschiedliche Lamellenanzahl

Sicherheitsbeiwert η bei Lamellenanzahl			Berechnungs- verfahren
10	20	30	
1,370	1,315	1,328	nach Abschn. 12.1
1,417	1,361	1,379	nach Bishop

Linien) Berücksichtigung des artesischen Wasserdrucks im Sand. Dabei wurde durchweg mit dem Wasserdruckansatz nach Abschnitt 6 cb) gerechnet.

Um den Einfluß der gewählten Lamellenanzahl zu verdeutlichen, wurde der Fall mit artesischem Wasserdruck nach beiden Verfahren jeweils mit einer Unterteilung des Bruchkörpers in 10, 20 und 30 Lamellen für die in den Bildern 16 und 17 eingetragenen ungünstigsten Gleitkreise gerechnet. Dabei ergaben sich die Sicherheitsbeiwerte nach Tabelle 10, d. h. die 3. Dezimale von η ist ohne Aussagewert, und die Ergebnisse $\eta = 1,32$ bzw. $\eta = 1,37$ werden bei Unterteilung in 10 Lamellen bis auf 4 % korrekt erhalten.

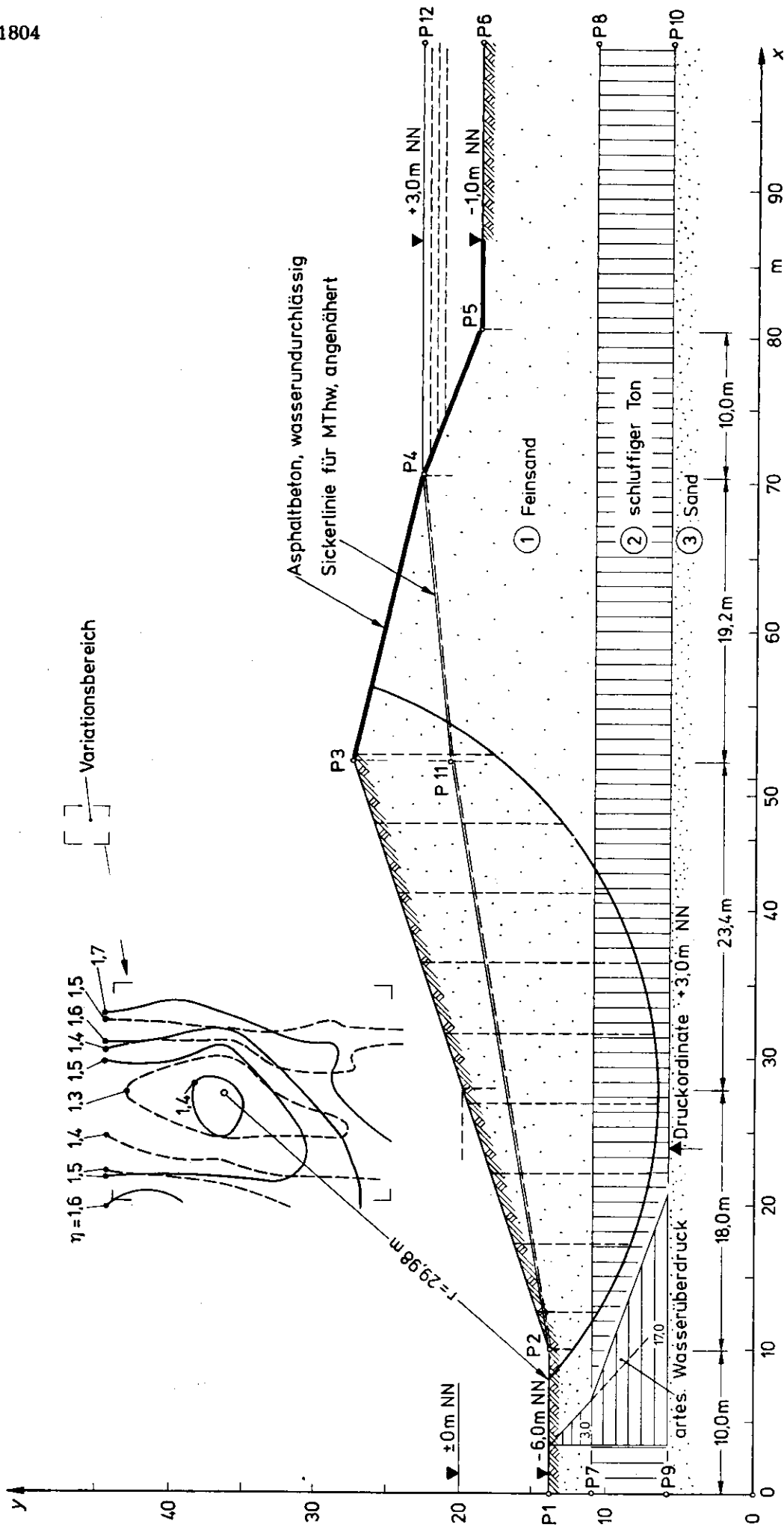
Bei der Berechnung mit dem Rechenschieber und Unterteilung des Bruchkörpers in 10 Lamellen ergäbe sich der in der Tabelle 11 dargestellte Rechengang.

Die Lamellenbreite beträgt 4,85 m. Der ungünstigste Gleitkreis hat die Mittelpunktsoordinaten $x = 27,70$ und $y = 36,15$ und den Radius $r = 29,98$ m.

Nach dem Verfahren Abschnitt 12.1 ergibt sich für diesen Kreis die Sicherheit

$$\eta = \frac{2492,6}{1819,0} = 1,37.$$

(ohne Berücksichtigung des artesischen Wasserüberdruckes)

Bild 16. Ermittlung der Linien gleicher Sicherheit η nach Abschnitt 12.1, für Beispiel 3.

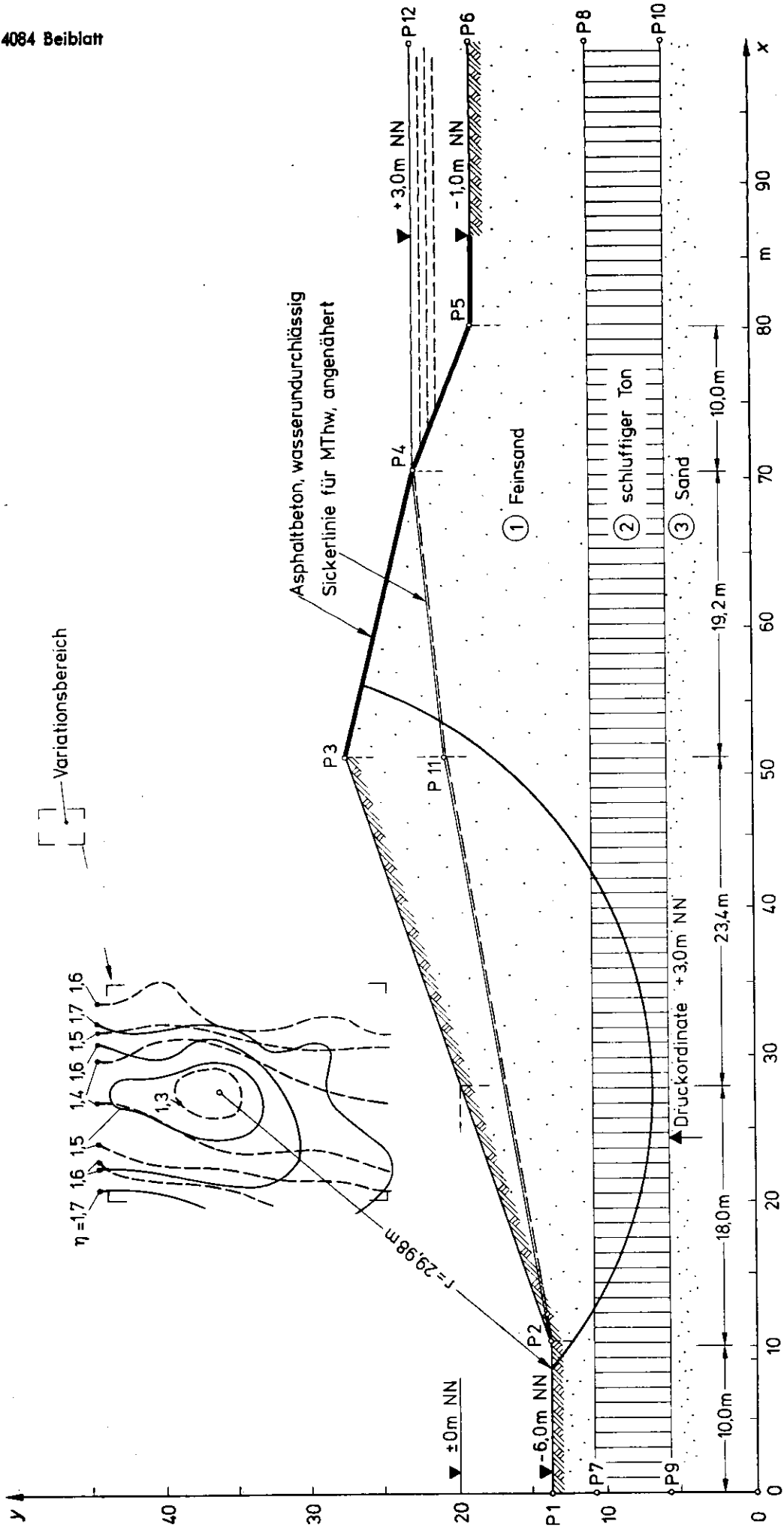


Bild 17. Ermittlung der Linien gleicher Sicherheit η nach Bishop für Beispiel 3

— ohne artesischen Wasserüberdruck
- - - mit artesischem Wasserüberdruck

Tabelle 11. Rechengang für Beispiel 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Nummer der Lamelle	Nummer der Bodenschicht ¹⁾	Ordinaten y in m	Wichte γ in kN/m ³	Wichte γ' in kN/m ³	Eigenlast G der einzelnen Lamelle in kN/m, ohne Verkehrslast	Reibungswinkel φ bzw. φ' in Grad	Kohäsion c bzw. c' in kN/m ²	Porenwasserdruckkraft $u \cdot b$ in kN/m (kein Porenwasserüberdruck)	Zähler von T_w (DIN 4084 Blatt 1, Gl. 2), einschließlich Verkehrslast	$\cos \vartheta$	$\sin \vartheta$	$G \cdot \sin \vartheta$ in kN/m, einschließlich Verkehrslast	$\sin \vartheta/\eta$ (wird nur für die Berechnung nach Bishop benötigt)	Nenner von T_w	T_w widerstehende Tangentialkraft in kN/m
1	1	14,70	18,8		30,6										
	1	14,30	20,0	10,0	191,4										
	W	2,20													
	G	12,15			222,0	32,5	0	94,1	127,9	0,792	-0,610	-135,4	-0,610	6,3	203,0
2	1	16,13	18,0		84,0										
	1	15,04	20,0	10,0	348,0										
	2	11,00	16,0	6,0	103,3										
	W	7,98													
3	1	17,55	18,0		145,5										
	1	15,77	20,0	10,0	408,0										
	2	11,00	16,0	6,0	216,3										
	W	12,51													
4	1	18,98	18,0		206,5										
	1	16,38	20,0	10,0	460,0										
	2	11,00	16,0	6,0	273,6										
	W	14,70													
5	1	20,21	18,0		252,0										
	1	16,93	20,0	10,0	527,0										
	2	11,00	16,0	6,0	280,6										
	W	15,06													
6	1	21,83	18,0		306,0										
	1	17,90	20,0	10,0	595,0										
	2	11,00	16,0	6,0	237,9										
	W	13,94													
7	1	23,30	18,0		360,0										
	1	18,70	20,0	10,0	663,0										
	2	11,00	16,0	6,0	141,6										
	W	11,54													
8	1	24,68	18,0		413,5										
	1	19,33	20,0	10,0	691,5										
	2	11,00	16,0	6,0	237,9										
	W	13,94													
9	1	26,11	18,0		459,0										
	1	20,12	20,0	10,0	441,0										
	2	5,20													
	W	14,93													
10	1	27,54	18,0		493,9										
	1	21,12													
	2														
	W	0													
	1	27,54	18,0		493,9	32,5	0	0	493,9	0,441	0,897	443,3	0,897	15,9	310,6
	1	21,12													
	2														
	W	0													

¹⁾ W Zeile für den Porenwasserdruck auf die Gleitfläche

G Zeile für die Ordinate und die Kräfte im Schnittpunkt der Lamellen-Mittellinie mit dem Gleitkreis

DIN 4084 Beiblatt

Beispiel 4

Die Standsicherheit einer natürlichen, konsolidierten Böschung in einem wassergesättigten Tonmergel ist für eine geologisch vorgegebene, annähernd böschungsparelle Gleitfläche nachzuweisen (siehe DIN 4084 Blatt 2, Abschnitt 10). Der Nachweis kann in diesem Fall nach dem Verfahren von Janbu siehe [13] erfolgen. Die rechnerische Sicherheit η wird dabei aus den beiden Kräftegleichgewichtsbedingungen an der Einzellamelle abgeleitet und beträgt — mit den Bezeichnungen nach Abschnitt 12.1

$$\eta = \frac{\sum T_w}{\sum G_r \cdot \tan \vartheta}$$

$$T_w = \frac{\{G_r - (u + \Delta u) b\} \tan \varphi' + c' b}{\cos^2 \vartheta \left(1 + \frac{1}{\eta} \tan \vartheta \cdot \tan \varphi'\right)}$$

Bild 18 stellt das Beispiel dar. Als Ersatz-Sickerlinie wird die Böschungsoberfläche angenommen; die Strömungsrichtung des Sickerwassers entspricht näherungsweise der Gleitflächenrichtung. Ein Porenwasserüberdruck tritt annahmegemäß nicht auf ($\Delta u = 0$).

Der Bruchkörper wird in 10 Lamellen eingeteilt. Mit dem Wasserdruckansatz nach Abschnitt 6 cb) ergibt sich der in Tabelle 12 zusammengestellte Rechengang.

Summe in Tabelle 12 Spalte 13: 1340 kN/m

Summe in Tabelle 12 Spalte 16: 2295 kN/m

$$\text{Damit } \eta = \frac{2295}{1340} = 1,71$$

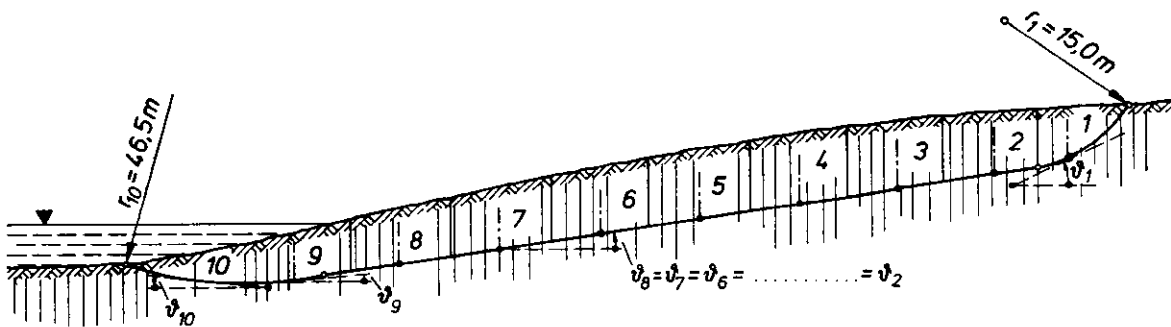


Bild 18. Untersuchung der Böschungsbruchsicherheit an einem natürlichen Hang aus wassergesättigtem Tonmergel mit gestreckter (nicht kreisförmiger) Gleitfläche nach Janbu

Tabelle 12. Rechengang für Beispiel 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	18	14	15	16
Nummer der Lamelle	Numer der Bodenschicht ¹⁾	Schichthöhe und Wasserstandshöhe in m	Wichte γ in kN/m ³	Lamellenbreite in m	Eigenlast G_r der einzelnen Lamelle in kN/m, ohne Verkehrslast	Reibungswinkel φ' in Grad	Kohäsion c' in kN/m ²	Porenwasserdruckkraft $u \cdot b$ in kN/m	Zähler von T_w	$\cos \vartheta$	$\tan \vartheta$	$G_r \cdot \tan \vartheta$ in kN/m	$\frac{1}{\eta} \tan \vartheta \cdot \tan \varphi'$	Nenner von T_w	T_w widerstehende Tangentialkraft in kN/m
1	1 W G	3,60 3,60 3,60	20 10	8,90	642 642	17	6,0	321	151,6	0,917	0,432	277	$\eta \approx 1,65$ geschätzt 0,080	0,908	167
2	1 W G	6,30 6,30 6,30	20 10	9,60	1210 1210	17	6,0	605	242,7	0,991	0,132	160	0,025	1,007	241
3	1 W G	6,90 6,90 6,90	20 10	9,60	1324 1324	17	6,0	662	260,2	0,991	0,132	175	0,025	1,007	258
4	1 W G	7,00 7,00 7,00	20 10	9,60	1344 1344	17	6,0	672	263,2	0,991	0,132	177	0,025	1,007	261
5	1 W G	7,50 7,50 7,50	20 10	10,0	1500 1500	17	6,0	750	289,5	0,991	0,132	190	0,025	1,007	288
6	1 W G	6,60 6,60 6,60	20 10	10,0	1320 1320	17	6,0	660	262,0	0,991	0,132	148	0,025	1,007	258
7	1 W G	6,10 6,10 6,10	20 10	10,0	1220 1220	17	6,0	610	246,7	0,991	0,132	117	0,025	1,007	245
8	1 W G	5,50 5,50 5,50	20 10	10,0	1100 1100	17	6,0	550	228,3	0,991	0,132	85	0,025	1,007	227
9	1 W G	4,40 4,40 4,40	20 10	11,6	1021 1021	17	6,0	510	225,7	0,997	0,070	36	0,013	1,007	224
10	1 W G	1,70 1,70 1,70	20 10	10,7	364 364	17	6,0	182	119,9	0,990	-0,138	- 25	-0,026	0,955	126
¹⁾ W Zeile für den Porenwasserdruck auf die Gleitfläche G Zeile für die Kräfte in der Mittellinie der Lamelle in Höhe der Gleitfläche															

232340

**DIN 4095 – Baugrund;
Dränung des Untergrundes zum Schutz
von baulichen Anlagen –**

RdErl. d. Innenministers v. 15. 9. 1975 –
V B 3 – 470.111

1. Die von der Arbeitsgruppe Baugrund des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß erstmalig erarbeitete Norm

Anlage 1 **DIN 4095** (Ausgabe Dezember 1973)
– Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung –
wird als Richtlinie und

Anlage 2 **DIN 4095 Beiblatt** (Ausgabe Dezember 1973)
– Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung; Beispiele –
wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

2. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBL. NW. 2323), ist in Abschnitt 5.1 wie folgt zu ergänzen:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt		
			als	durch RdErl. v.	Fundstelle
1	2	3	4	5	6
4095	Dezember 1973	Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung	R	15. 9. 1975	MBL. NW. S. 1810 SMBL. NW. 232340
4095 Beiblatt	Dezember 1973	Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung; Beispiele	H	15. 9. 1975	MBL. NW. S. 1810 SMBL. NW. 232340

3. Weitere Stücke der Normblätter DIN 4095 und DIN 4095 Beiblatt können beim Beuth-Verlag GmbH, 1 Berlin 30, Burggrafenstraße 4–7, und 5 Köln 1, Kamekestraße 2–8, bezogen werden.

Baugrund
Dränung des Untergrundes
zum Schutz von baulichen Anlagen
 Planung und Ausführung

DIN
4095

1. Zweck und Geltungsbereich

Wasser kann im Boden mit freier Oberfläche oder auch gespannt sowie in einzelnen wasserführenden Schichten oder als Haft- und Kapillarwasser vorkommen.

Selbst in undurchlässigen Bodenarten weit über dem Grundwasserspiegel (z. B. als eindringendes Niederschlagswasser in verfüllten Baugruben) tritt es häufiger auf, als dies vermutet wird. Stellt es sich unerwartet ein und ist keine Vorsorge getroffen, so ist es in der Regel besonders schädlich, denn es kann in bauliche Anlagen eindringen oder zu einer statischen Überbeanspruchung führen.

Zweck dieser Norm soll es sein, für häufig vorkommende Fälle die Möglichkeit einer Wasserableitung durch Dränung grundsätzlich aufzuzeigen. Die Norm soll als Grundlage für technische und wirtschaftliche Planung sowie für die Ausführung der Dränung des Untergrundes dienen. Sie gilt nur für Regelfälle an und unter baulichen Anlagen zu deren Schutz.

Auf Grund genauer grundbaulicher, bodenmechanischer und hydrologischer Untersuchungen durch Fachleute sind abweichende oder weitergehende Lösungen möglich.

2. Begriff

Die Dränung im Sinne dieser Norm ist ein unterirdischer Leitungsstrang oder eine Flächenentwässerung zur dauerhaften Entwässerung des Untergrundes im Bereich fertiger oder in der Herstellung befindlicher baulicher Anlagen.

Die Dränung kann aus Rohren, Sickerpackungen oder Filterkörpern bestehen. Die Dräne sind Systeme mit natürlicher oder künstlicher Vorflut, zu denen sich im Untergrund zeitweise oder dauernd eine Sickerlinie bzw. ein hydraulisches Gefälle ausbildet, das die Wasserbewegung auslöst.

3. Voruntersuchungen

3.1. Art und Beschaffenheit des Untergrundes

Durch geeignete Maßnahmen, z. B. Probebohrungen oder Schürfgruben, sind ausreichende Kenntnisse über Art und Beschaffenheit des Untergrundes zu schaffen. Hierbei ist auch zu klären, ob im Boden wasserstauende oder wasserführende Schichten, Klüfte und dgl. vorhanden sind und ob auch zeitweise Wasser anfallen kann.

3.2. Wasserandrang, Fließrichtung und Wasserstände

Es ist notwendig, die Art (z. B. Grundwasser mit freier Oberfläche, gespanntes Grundwasser, Schichtwasser oder Quellwasser) sowie deren Fließrichtung und die abzuführende Wassermenge festzustellen. Ferner soll der ungünstigste Wasserstand im Untergrund ermittelt werden. Der Umfang und der Verlauf der Wasserhaltung während der Bauarbeiten geben in vielen Fällen Hinweise

über die abzuführende Wassermenge. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß die Wassermenge durch Regen, Schneeschmelze und Grundwasserspiegelschwankungen beeinflusst wird und deshalb wesentlich größer sein kann als die beobachtete Wassermenge.

3.3. Chemische Beschaffenheit des Wassers

Die chemische Beschaffenheit muß bekannt sein; insbesondere ist zu prüfen, ob eine Wasseranalyse erforderlich ist, um z. B. Aggressivität oder die Gefahr von Verkalkungen, Verockerungen usw. erkennen und Gegenmaßnahmen rechtzeitig treffen zu können.

3.4. Vorflut

Es ist zu prüfen, wohin das Wasser abgeleitet werden kann. Siehe Abschnitt 4.3.

3.5. Auswirkungen auf die Umgebung

Eine Dränung kann zu Veränderungen des Grundwasserstandes führen. Die hierdurch mögliche Beeinflussung der Umgebung ist sorgfältig zu überprüfen.

4. Entwurf und Bemessung

4.1. Anforderung an die Dränung

Für das Wasser im Untergrund müssen dauerhafte Dräne geschaffen werden, die genügend durchlässig sind, um das Wasser eintreten zu lassen und ein ausreichendes Gefälle besitzen, um bei dem gewählten Querschnitt das Wasser abzuführen. Sie müssen im Verhältnis zur Vorflut und zum Bauwerk in ausreichender Höhe liegen und über eine ausreichend bemessene Leitung mit dem Vorfluter verbunden sein. Bei der Bemessung ist zu berücksichtigen, daß die Leistungsfähigkeit im Laufe der Zeit geringer werden kann und eine Neuverlegung in den meisten Fällen später nicht mehr möglich ist oder einen unverhältnismäßig hohen Aufwand erfordern würde.

4.2. Art, Lage und Anordnung der Dränungen

Die Dränung kann aus einzelnen nebeneinanderliegenden oder zu einem Ring verbundenen Dränen bestehen. Auch eine Flächendränung mit oder ohne Rohrleitung, z. B. durch eine Kieslage unter der Bauwerkssohle, kann zweckmäßig sein. Bei wenig durchlässigen Böden ist außerhalb des Bauwerkes, unmittelbar entlang der Umfassungswände, eine durchlässige Hinterfüllung anzubringen oder durch andere geeignete Maßnahmen, z. B. Filterkörper, die Wasseraufnahme sicherzustellen. Das anfallende Wasser ist abzuleiten. Statische Auswirkungen sind zu beachten.

Grundsätzlich eignen sich Materialien und Bauweisen für die Dränung, die im Untergrund einen entsprechenden Hohlraum dauerhaft schaffen. Jedoch kommen Sickerpackungen nur bei geringem Wasseranfall in Betracht, während aus Rohren gebildete Dräne sich erfahrungsgemäß am besten eignen.

Für Flächenentwässerungen können Filterkörper verwendet werden. Soweit wie möglich ist eine Ringdränung anzustreben.

Es sollen betragen:

- die Nennweite der Dränrohre mindestens 100 mm
- das Sohlgefälle bei Rohren mindestens 0,5 ‰
- das Sohlgefälle bei Sickerpackungen mindestens 1 ‰.

An allen Dränen, die als Rohrleitungen ausgebildet sind, sollen an den Knickpunkten und Einleitungen Schächte oder Reinigungsöffnungen vorgesehen werden. Diese sind so ausreichend zu bemessen, daß erforderliche Kontrollen möglich sind. Ihre Abstände sollen 30 m nicht überschreiten.

Bei großen Bauwerksabmessungen, bei erheblichem Wasserandrang sowie unübersichtlichen Untergrundeigenschaften sind eingehende Untersuchungen erforderlich. Dabei sind die abzuleitenden Wassermengen, das Fließgefälle und der notwendige Abflußquerschnitt sorgfältig zu ermitteln.

Durch die Dräne darf die Standsicherheit der Bauwerksfundamente nicht beeinträchtigt werden. Die möglichen Einflüsse auf das Setzungs- und Grundbruchverhalten sind zu berücksichtigen.

4.3. Vorflut und höchster Vorflutwasserstand

Voraussetzung für eine wirksame Dränung ist eine ausreichende Vorflut unter Berücksichtigung auch des höchsten Wasserstandes im Vorfluter (Hochwasser, Rückstau, Vereisung u. ä.). Es ist anzustreben, einen Anschluß in freiem Gefälle an einen offenen Vorfluter (Graben, Bach usw.) oder Regenwasserkanal zu schaffen, d. h. möglichst ohne Pumpen auszukommen. Bei Anordnung von Pumpen ist, um ein Versagen auszuschließen, eine regelmäßige Wartung erforderlich. Außerdem darf durch Stromausfall, Maschinenschaden u. ä. keine Gefährdung des Bauwerkes möglich sein.

An Schmutz- oder Mischwasserkanäle dürfen Dräne in der Regel nicht angeschlossen werden. In besonderen Fällen ist die Auskunft des Unternehmensträgers für die Abwasserbehandlung einzuholen.

Die Dräne sind, falls notwendig, durch geeignete Vorrichtungen, z. B. Rückstauklappen, gegen Stau aus dem Vorfluter zu sichern. Die Stausicherungen müssen zugänglich sein und regelmäßig auf ihre Funktionsfähigkeit überprüft werden.

In manchen Fällen kommt ein Versenken des Wassers in den Untergrund mittels Sickergruben oder Schluckbrunnen in Frage. Hierbei ist die genaue Kenntnis des Aufbaues und des Wasseraufnahmevermögens des Untergrundes Voraussetzung.

5. Herstellung der Dränung

5.1. Baustoffe

Die Eignung der verwendeten Baustoffe und Bauteile muß nachgewiesen sein.

Die Rohrleitungen dürfen aus Tonrohren, geschlitzten oder gelochten Steinzeug- oder Betonrohren, Betonfilterrohren oder gelochten bzw. geschlitzten Kunststoffrohren bestehen.

5.2. Verlegen

Im allgemeinen werden die Rohre entgegen der Fließrichtung, d. h. von unten nach oben verlegt. Von der Seite in die Hauptleitung einmündende Rohrleitungen sind entweder mit Abzweigstücken oder, insbesondere bei Tonrohren, von oben anzuschließen.

5.3. Prüfen

Unmittelbar nach dem Verlegen der Rohrleitungen sind die Geradheit, das vorgeschriebene Gefälle, ggf. die Verbindung der Leitungen untereinander sowie der Anschluß an Kontrollschächte zu prüfen.

Falls Dräne während der Bauzeit als Baudräne verwendet werden, muß die Funktionsfähigkeit vor dem endgültigen Zufüllen überprüft werden.

5.4. Zufüllen der Gräben

Das Zufüllen und Überschütten ist so durchzuführen, daß keine Bodenteile in die Rohrleitung bzw. Sickerpackung eindringen können. Steht ein zu feinkörniger Boden an, so ist die Rohrleitung (z. B. Sickerschlitz oder Sickergraben) mit einem nach Abschnitt 5.5 aufgebauten Filter zu umgeben.

Die Grabenfüllung ist dabei lagenweise einzubringen und zu verdichten. Die Rohre müssen in ihrer Lage bleiben und dürfen nicht beschädigt werden. Je nach Anforderung an die Geländeoberfläche über der Rohrleitung ist für den weiteren Einbau geeignetes Material mit entsprechender Verdichtung zu verwenden.

5.5. Kornaufbau für Filter und Füllmaterial von Rohrleitungen

Die Stufung des Filtermaterials ist so zu wählen, daß das Eindringen des anstehenden Bodens bzw. der Verfüllung in das Filtermaterial und das Eindringen des Filtermaterials in die Dränung verhindert wird. Als Filtermaterial sind Stoffe zu wählen, die gegenüber den anstehenden Schichten mechanisch filterfest (es werden keine Feinteile eingetragen; dieser Forderung entspricht z. B. ein Material nach der Filterregel von Terzaghi) und hydraulisch wirksam (ausreichend durchlässig) sind.

A n m e r k u n g : Nach dieser Regel darf der Durchmesser der mit 15 % vertretenen Korngrößen des Filtermaterials nicht größer als der vierfache Durchmesser der mit 85 % vertretenen Korngrößen der abzufilternden Schicht sein. Das Filtermaterial soll gleichkörnig gestuft und der Verlauf der Körnungskurve der des abzufilternden Bodens ähnlich sein. Als Filter kommen Mischfilter (kornabgestuftes Material nach der Filterregel zusammengesetzt) oder Stufenfilter (in einzelnen getrennten Schichten eingebracht) zum Einbau.

6. Hinweise

Durch das vorliegende Normblatt werden ggf. für die Ausführung oder den Betrieb der Dränung erforderliche Genehmigungen nicht berührt. Außer der Einhaltung der baurechtlichen Bestimmungen wird u. U. eine Genehmigung im Sinn des Wasserhaushaltsgesetzes notwendig. Für die Einleitung des Grundwassers in den Vorfluter ist häufig die Zustimmung des Eigentümers erforderlich, insbesondere können erhebliche Kosten an Kanalgebühren entstehen.

DIN 4095

Auf folgende Normen wird besonders hingewiesen:

DIN 4095 Beiblatt : Baugrund, Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung, Beispiele

DIN 1180 Dränrohre aus Ton, Maße, Anforderungen, Prüfung

DIN 1187 Dränrohre aus PVC hart (Polyvinylchlorid hart); Maße, Anforderungen, Prüfung

DIN 1230 Blatt 1 Steinzeug für die Kanalisation; Rohre und Formstücke, Maße

Blatt 2 —; Rohre und Formstücke, Technische Lieferbedingungen

Beiblatt —; Herstellerzeichen der Steinzeugwerke

DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben, Aufschlüsse im Boden

DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels. Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerkerten Proben

DIN 4031 Wasserdruckhaltende bituminöse Abdichtungen für Bauwerke; Richtlinien für Bemessung und Ausführung

DIN 4032 Betonrohre und -formstücke; Maße, Technische Lieferbedingungen

DIN 4033 Entwässerungskanäle und -leitungen aus vorgefertigten Rohren; Richtlinien für die Ausführung

DIN 4034 Schachtringe, Schachthälse, Auflagering aus Beton; Bedingungen für Lieferung und Prüfung

DIN 4035 Stahlbetonrohre; Bedingungen für die Lieferung und Prüfung

DIN 4117 Abdichtung von Bauwerken gegen Bodenfeuchtigkeit; Richtlinien für die Ausführung

DIN 4122 Abdichtung von Bauwerken gegen nichtdrückendes Oberflächenwasser und Sickerwasser mit bituminösen Stoffen, Metallbändern und Kunststoff-Folien; Richtlinien

DIN 4924 Filtersande und Filterkiese für Brunnenfilter

DIN 18 300 VOB Verdingungsordnung für Bauleistungen; Teil C: Allgemeine Technische Vorschriften, Erdarbeiten

DIN 18 308 —, —, Dränarbeiten

DK 624.138.34

DEUTSCHE NORMEN

Anlage 2

Dezember 1973

Baugrund
Dränung des Untergrundes
zum Schutz von baulichen Anlagen
Planung und Ausführung Beispiele

DIN
4095
Beiblatt

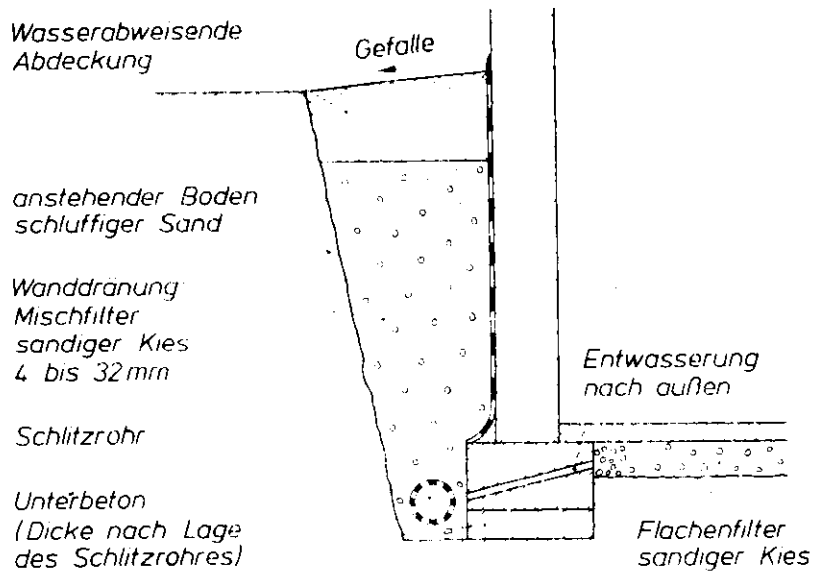


Bild 1. Beispiel einer Rohrdränung mit Mischfilter (Einfache Ausführung)

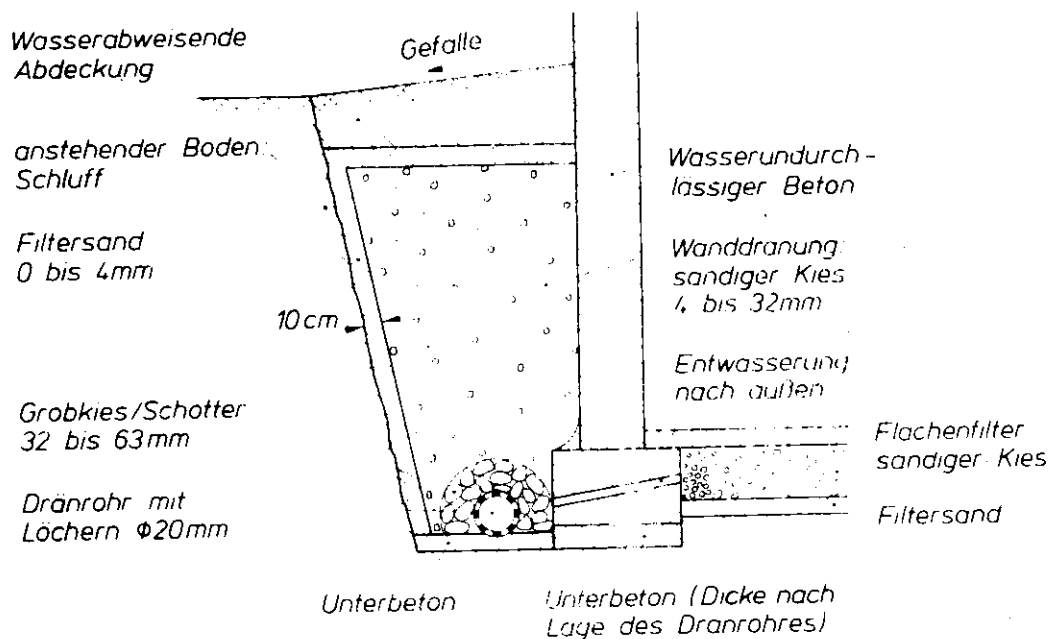


Bild 2. Beispiel einer Rohrdränung mit Stufenfilter

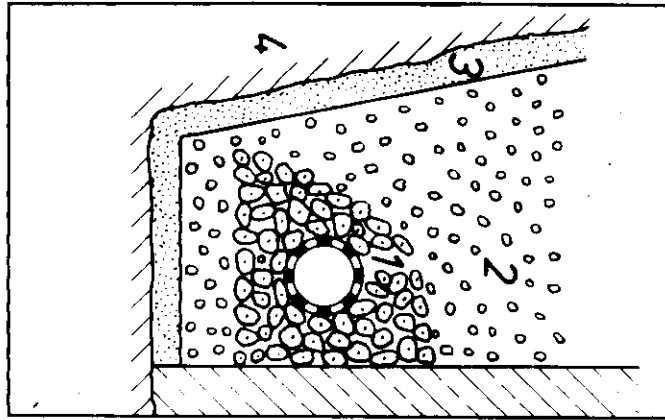
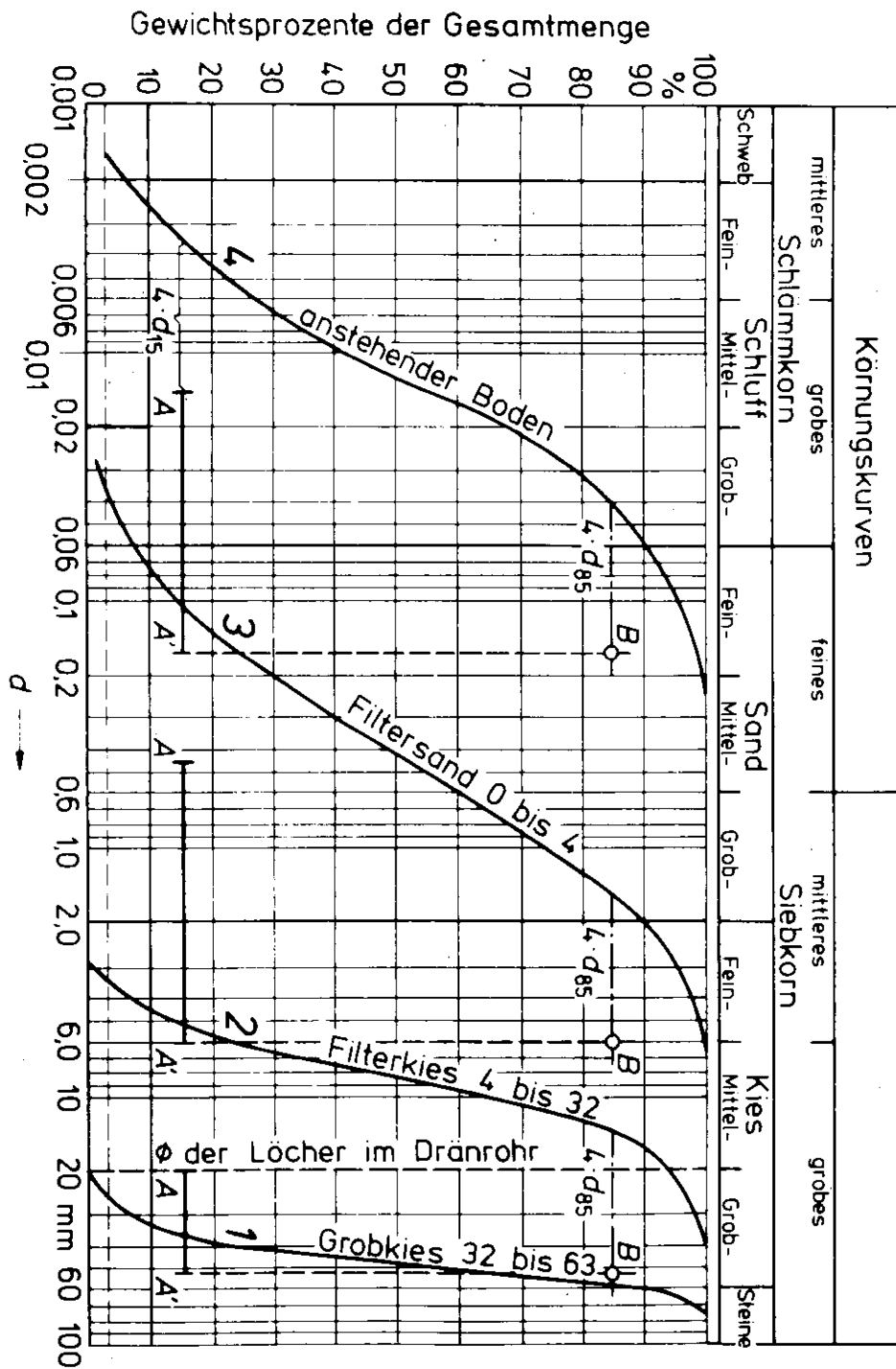


Bild 3. Beispiel eines Filteraufbaues für Bild 2 (Systemskizze)



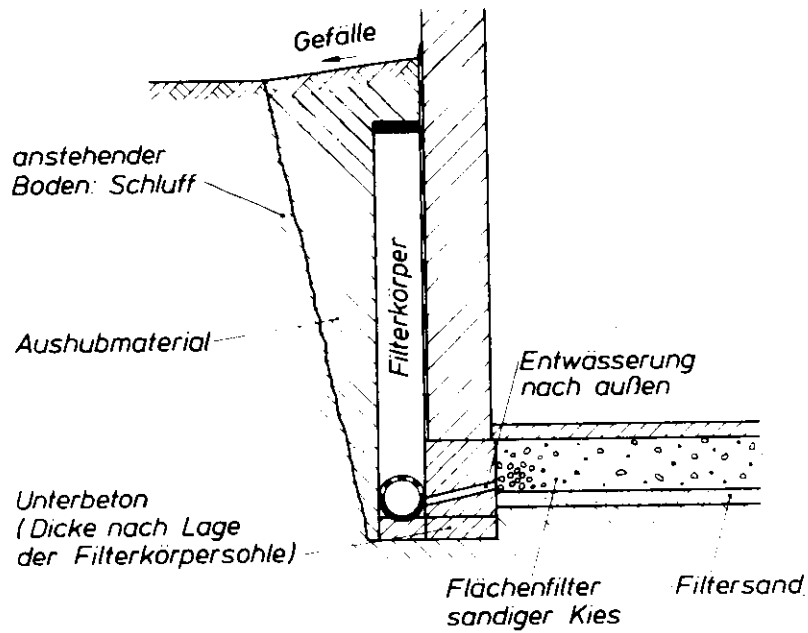


Bild 4. Beispiel einer Dränung mit Filterkörper

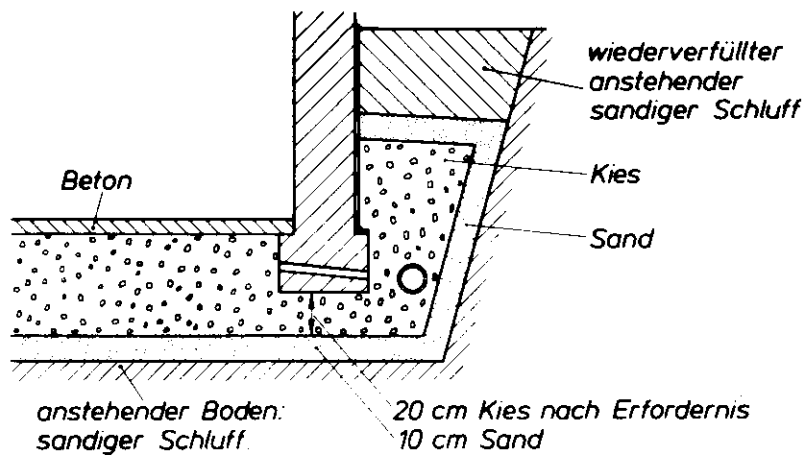
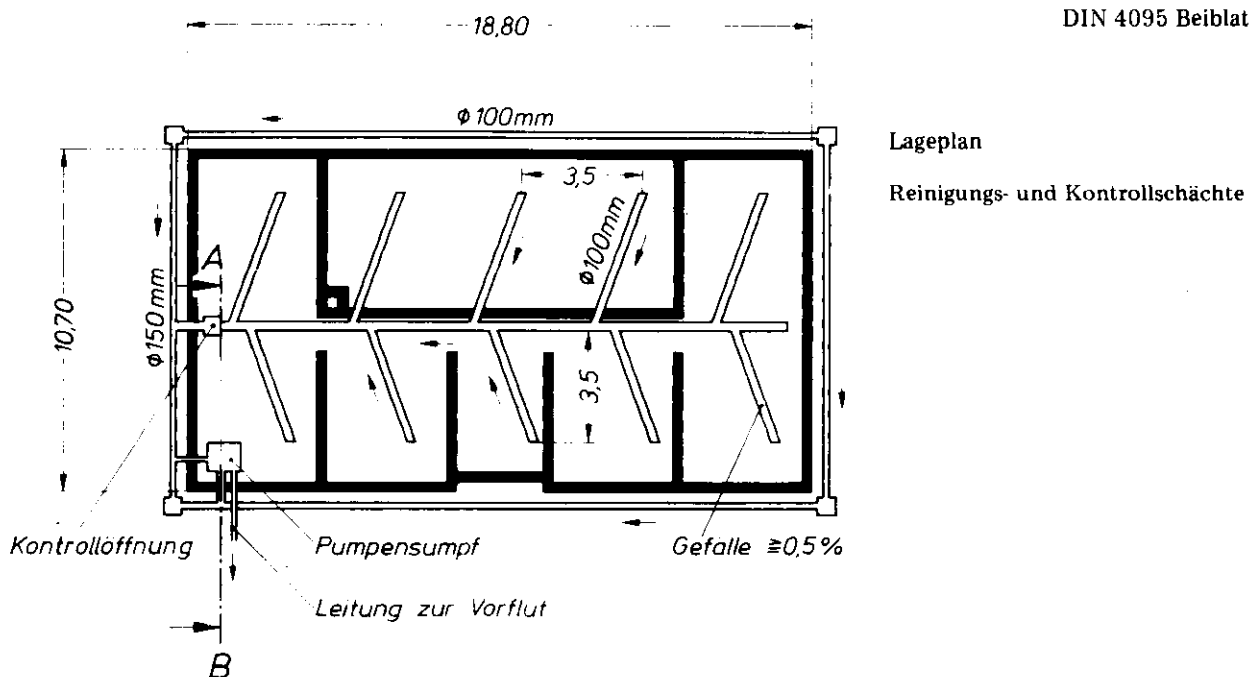


Bild 5. Beispiel einer Flächendränung mit äußerer Ringleitung (schematisch)



Schnitt A-B

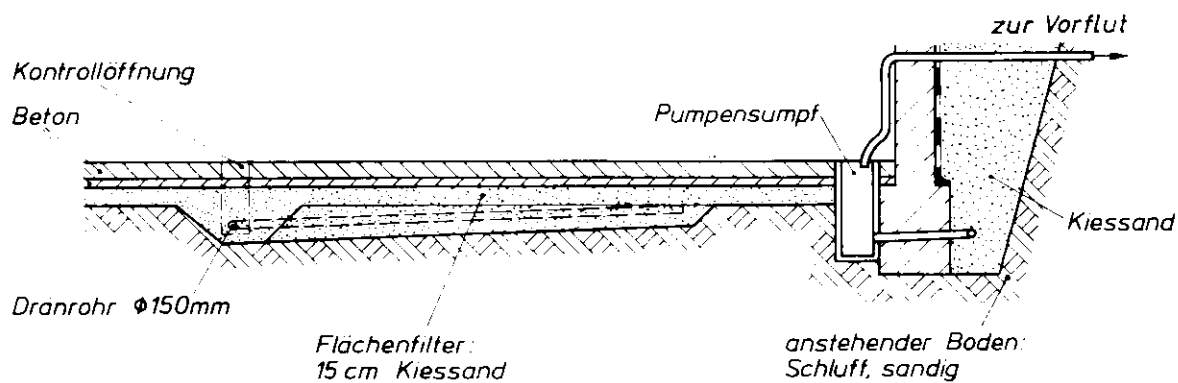


Bild 6. Beispiel einer Flächendränung mit Sickerleitungen und einer Ringdränung mit künstlicher Vorflut

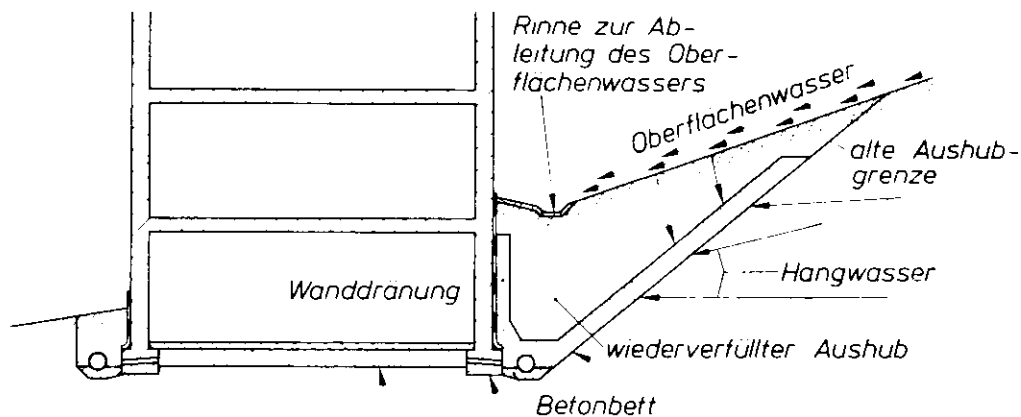


Bild 7. Beispiel einer Dränung am Hang bei starkem Zutritt von Hangwasser und Oberflächenwasser (schematisch)

Einzelpreis dieser Nummer 11,20 DM

Einzellieferungen nur durch den August Bagel Verlag, 4 Düsseldorf, Grafenberger Allee 100, Tel. 6888 293/94, gegen Voreinsendung des vorgenannten Betrages zuzügl. 0,50 DM Versandkosten auf das Postscheckkonto Köln 85 16-507. (Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.) Es wird dringend empfohlen, Nachbestellungen des Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen möglichst innerhalb eines Vierteljahres nach Erscheinen der jeweiligen Nummer bei dem August Bagel Verlag, 4 Düsseldorf, Grafenberger Allee 100, vorzunehmen, um späteren Lieferschwierigkeiten vorzubeugen. Wenn nicht innerhalb von vier Wochen eine Lieferung erfolgt, gilt die Nummer als vergriffen. Eine besondere Benachrichtigung ergeht nicht.

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf; Vertrieb: August Bagel Verlag, Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch die Post. Ministerialblätter, in denen nur ein Sachgebiet behandelt wird, werden auch in der Ausgabe B zweiseitig bedruckt geliefert. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 25,80 DM, Ausgabe B 27,- DM.

Die genannten Preise enthalten 5,5% Mehrwertsteuer.