



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
MÜNCHEN

**Zentrum
Geotechnik**

Lehrstuhl und Prüfamts
für Grundbau,
Bodenmechanik und
Felsmechanik

Ordinarius:
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Pasing:
Baumbachstraße 7
81245 München
089 / 289-27 131, 133
Fax: 289-27 189

Innenstadt:
Arcisstraße 21
80290 München
089 / 289-22 440, 487
Fax: 289-22 441

grundbau@bv.tum.de
www.gb.bv.tum.de

Teilnehmerunterlagen

Geotechnik-Seminar in München 17. Oktober 2003

DIN 1054 - neu

Leitung:

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
gemeinsam mit
Prof. Dr.-Ing. Hartmut Schulz
Prof. Dr.-Ing. Günter Gäßler



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
MÜNCHEN

**Zentrum
Geotechnik**



Institut für
Bodenmechanik
und Grundbau



Fachbereich
Bauingenieur-
wesen

Inhaltsverzeichnis

Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte

Ein Vergleich zwischen EC 7 und DIN 1054:2003

Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik TUM

Bemessung von Flachgründungen nach DIN 1054

Dr.-Ing. P. Schick, Universität der Bundeswehr, München

Sicherheitsnachweise für Pfahlgründungen

Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, Universität Kassel

Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Geländesprüngen auf der Grundlage der DIN 1054

Prof. Dr.-Ing. H. Schulz, Universität der Bundeswehr, München

Bemessung von Baugrubenwänden

Dr.-Ing. Th. Voigt, Ed. Züblin AG, Stuttgart

Standsicherheitsnachweise bei Bodenvernagelungen

Prof. Dr.-Ing. G. Gäßler, FH München

Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Entwicklung und Stand der Europäischen Grundbaunormen

Dr.-Ing. M. Stocker, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte Ein Vergleich zwischen EC 7 und DIN 1054:2003

DIN 1054, Ausgabe November 1976, regelt die "Zulässige Belastung des Baugrunds". Häufig werden Normen nach etwa einem Jahrzehnt überarbeitet und neu herausgegeben, um aktuelle Entwicklungen einbeziehen zu können. Aber erst mit Datum Januar 2003 ist die **neue DIN 1054** "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau" herausgekommen. Etwa **zeitgleich** kam die Europäische Norm **EN 1997-1**, bezeichnet als Eurocode 7 (**EC 7**) mit dem Titel "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln" mit ihrer technischen Bearbeitung zum Abschluss. Der aktuelle Text des EC 7 ist noch nicht öffentlich verfügbar. Die nachfolgend zitierten Passagen sind dem Stand September 2003 entnommen, welcher Grundlage der "voting-procedure" aller Mitgliedsländer ist. Beide Normen waren in den vergangenen Jahren, nach Veröffentlichung von Entwürfen und intensiver interner und fachöffentlicher Diskussion stark überarbeitet worden.

Im Vorwort von EC 7 klingt an, warum seit der letzten Ausgabe von DIN 1054 so viel Zeit vergangen ist. (Zitate aus EC 7 sind nachfolgend nach links herausgerückt, Hervorhebungen wurden ergänzt.):

Grundlage des europäischen Normungsprogramms

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft ein Aktionsprogramm für das Bauwesen gemäß Artikel 95 des Vertrags. Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshindernisse und die **Harmonisierung** technischer Ausschreibungen.

Im Rahmen dieses Aktionsprogramms ergriff die Kommission die Initiative zur Aufstellung eines Satzes technischer Regeln für die Entwurfsplanung von Bauvorhaben, die in einer ersten Phase als Alternative zu den bestehenden **nationalen Regelungen** der Mitgliedstaaten dienen und sie letzten Endes **ersetzen** würden.

Im Laufe von fünfzehn Jahren leitete die Kommission mit Hilfe eines aus Vertretern der Mitgliedstaaten zusammengesetzten Lenkungs Komitees die Entwicklung des europäischen Normungsprogramms, die zu der **ersten Generation** europäischer Normen in den **achtziger Jahren** führte.

1989 beschlossen die Kommission und die Mitgliedstaaten der EU und EFTA ihnen den künftigen Status europäischer Normen zu geben (EN). Dies verknüpft de facto die Eurocodes mit den Vorgaben aller Direktiven des Rates und/oder Kommissions-Entscheidungen, die sich mit den europäischen Normen befassen (z.B. die Bauprodukten-Richtlinie 89/106/EWG - CPD und die Richtlinien des Rates 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG über öffentliche Arbeiten und Dienstleistungen und entsprechende EFTA Richtlinien zum Zweck der **Schaffung des gemeinsamen Marktes**).

Eurocode-Programm

Das Eurocode-Programm des konstruktiven Ingenieurbaus umfasst die folgenden Normen, die meist aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990	Eurocode:	Grundlagen der Tragwerksplanung
EN 1991	Eurocode 1:	Einwirkung auf Tragwerke
EN 1992	Eurocode 2:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten
EN 1993	Eurocode 3:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten
EN 1994	Eurocode 4:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahl-Beton-Verbundbauten
EN 1995	Eurocode 5:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten
EN 1996	Eurocode 6:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten
EN 1997	Eurocode 7:	Entwurf, Berechnung Bemessung in der Geotechnik
EN 1998	Eurocode 8:	Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
EN 1999	Eurocode 9:	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und haben deren [Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte](#) berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

...

Die Eurocodes enthalten **allgemeine konstruktive Entwurfs-Regeln** für die tägliche Anwendung bei Entwurf, Bemessung und Planung ganzer Tragwerke und Bauprodukte, sowohl [traditioneller](#) als auch [innovativer](#) Art. Ungewöhnliche Bauverfahren oder Entwurfsbedingungen sind nicht besonders erfasst; der Planer benötigt in solchen Fällen eine zusätzliche [Beratung durch Sachverständige](#).

Nationale Normen mit Einbeziehung von Eurocodes

Nationale Normen, die die Eurocodes einbeziehen, werden den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich irgendwelcher Anhänge) umfassen, wie er von CEN veröffentlicht wird. Vorangestellt werden darf ein **nationales Titelblatt** und ein nationales Vorwort, und angeschlossen werden darf ein nationaler Anhang.

Der nationale Anhang darf nur Informationen zu denjenigen Kenngrößen enthalten, die im Eurocode der nationalen Festlegung vorbehalten geblieben sind und als "National festgelegte Kenngrößen" bezeichnet werden. Sie sind bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzuwenden, die in dem betreffenden Land errichtet werden, z.B.:

- Werte und/oder Klassen, bei denen der Eurocode [Alternativen](#) benennt,
- Werte, die dort anzuwenden sind, wo der Eurocode nur Symbole angibt,
- länderspezifische Daten (geografische, klimatische usw.), z.B. eine Schneehöhenkarte,
- [anzuwendende Verfahren](#), wo der Eurocode Alternativen nennt,

Er darf auch enthalten:

- Entscheidungen zur Anwendung informativer Anhänge,
- [benutzerfreundliche Hinweise](#) auf nicht konträre ergänzende Informationsquellen.

....

Der EC 7 Teil 1 wird durch einen Teil 2 ergänzt, worin die Anforderungen und Regeln für die Durchführung und Auswertung von Feld- und Laborversuchen angegeben werden.

Nationaler Anhang zur EN 1997-1 (existiert noch nicht)

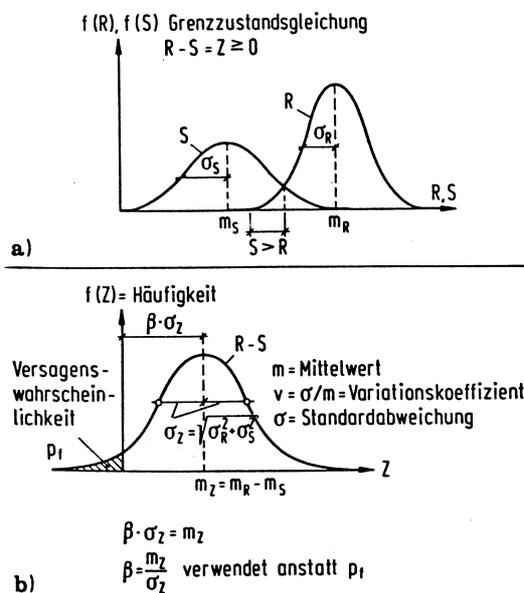
Diese Norm enthält alternative Verfahren, Werte und Empfehlungen mit Hinweisen, wo nationale Entscheidungen erforderlich sind. Daher sollte die nationale Normungsorganisation bei der Einführung der EN 1997-1 einen Nationalen Anhang anfügen, der alle National festgelegten Kenngrößen für den Entwurf von Hoch- und Ingenieurbauwerken enthält, die in dem betreffenden Land errichtet werden sollen.

Letztendlich soll also der Eurocode 7 europaweit einheitlich sein und durch Nationale Anwendungs-Dokumente ergänzt werden. Bis es soweit ist, gibt es jedoch **Übergangsfristen**. In der Übergangszeit können nationale und europäische Normen [nebeneinander zur Anwendung](#) kommen.

Der Prozess der europäischen Einigung auch im normativen Bereich lief und läuft nicht konfliktfrei und ist von **Kompromissen** geprägt. Zu Beginn der europäischen Normungsarbeit war keine Einigung zu erzielen, welches der (damals) vorliegenden durchaus verschiedenen nationalen Konzepte als Vorlage für ein europäisches Bau-Normungs-Konzept gewählt werden sollte. Die Lösung lag in der Einigung auf ein **durchgängiges, für alle neues Konzept**, das Teilsicherheits-Konzept. Zunächst begeisterte dieses Konzept viele Fachleute, denn es erscheint

logisch, das erforderliche Sicherheitsniveau für ein Bauwerk oder Bauteil dadurch zu erreichen, dass man alle Einflussgrößen genau analysiert und jeder Einflussgröße entsprechend ihrer statistischen Streuung und entsprechend der möglichen Genauigkeit ihrer Ermittlung eigene Teilsicherheiten zuzuordnen. Statt wie früher durch erfahrungserprobte Sicherheitsabstände zwischen Gebrauchszustand und Versagenszustand, die in allen Teildisziplinen und für viele Nachweise im Bauwesen meist empirisch festgelegt waren, sollte durch analytische Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ein **durchgängiges Sicherheitsniveau** erreicht werden.

Das Prinzip des Konzepts kann an folgendem einfachen **Beispiel** erläutert werden. Es gibt eine **Beanspruchung** S , deren Größe normalverteilt um den Mittelwert m_S mit der Standardabweichung σ_S streut. Der ebenfalls als normalverteilt angenommene **Widerstand** R des Bauteils, dieser Beanspruchung zu widerstehen, hat den Mittelwert m_R und die Standardabweichung σ_R .



Die Verteilung des Abstands der streuenden Größen R und S , also deren Differenz Z , ist dann ebenfalls normalverteilt mit dem Mittelwert $m_Z = m_R - m_S$ und mit der Standardabweichung $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$. Die Fläche unterhalb dieser Verteilungsfunktion mit Werten $Z < 0$ definiert die **Versagenswahrscheinlichkeit**. Gleichwertig zur Versagenswahrscheinlichkeit kann als Maß der Sicherheit auch angegeben werden, wie groß der Mittelwert m_Z als Vielfaches von σ_Z ist: $m_Z = \beta \cdot \sigma_Z$ bzw. $\beta = m_Z / \sigma_Z$. Der Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit p_f und dem Wert β ist in der folgenden Tabelle angegeben.

Versagenswahrscheinlichkeit p_f	$1 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$
zugehöriger Wert β	5,2	4,7	4,2	3,0	2,0

Wir gehen im Bauwesen davon aus, dass eine Versagenswahrscheinlichkeit von etwa $1 \cdot 10^{-6}$ im Regelfall **akzeptierbar** ist, dass also von 1 Million gleichartigen und gleichartig belasteten Bauteile eines versagt.

Bei bekannter Streuung (bzw. Standardabweichung) der Beanspruchung σ_S und bekannter Streuung des Widerstands σ_R ist auch σ_Z bekannt. Um ein **angestrebtes Sicherheitsniveau**, also eine kleine Überschneidungsfläche zwischen der Verteilung der Beanspruchungen und der Verteilung der Widerstände zu erreichen, muss man nur den Wert β mit σ_Z multiplizieren und erhält den erforderlichen Abstand der Mittelwerte $m_Z = m_R - m_S$. Diesen kann man bei der Dimensionierungen von Bauteilen sowohl durch Ansatz erhöhter Einwirkungen, aus denen die Beanspruchungen resultieren, als auch durch Ansatz abgeminderter Widerstände und mit einer Kombination beider Ansätze erreichen. Dazu werden die Einwirkungen oder **die Bean-**

spruchungen durch Multiplikation mit **Teilsicherheitsbeiwerten** **erhöht**, die **Widerstände** durch Division mit anderen **Teilsicherheitsbeiwerten** **vermindert**.

Tatsächlich sind nicht nur 2, sondern eine Vielzahl von streuenden Parametern beteiligt und erst die Verknüpfung aller Mittelwerte und Standardabweichungen definiert das Sicherheitsniveau. Häufig sind die eingehenden Größen zudem nicht unabhängig voneinander. Das macht das Verfahren unübersichtlich. Hinzu kommt, dass nur manche Größen so gut untersucht und bekannt sind, dass abgesicherte Parameter von Verteilungsfunktionen angegeben werden können. Gerade in der Bodenmechanik sind z.B. die **Materialparameter** nur sehr **aufwändig** zu **bestimmen**. Von einem Material können meist nur sehr wenige Bestimmungen der maßgebenden Kenngrößen vorgenommen werden, so dass die Standardabweichung eines Reibungswinkels einer Schicht in der Regel nicht angegeben werden kann.

Daher kümmert man sich inzwischen nur noch wenig um die Standardabweichungen und Mittelwerte von Eingangsgrößen in Berechnungen. Vielmehr werden sogenannte **charakteristische Werte** angewandt, die bei Benutzung statistischer Verfahren einer 5%-Fraktile entsprechen sollen und im Regelfall vorsichtige Schätzungen derjenigen Werte sein sollen, die sich auf das Eintreten eines Grenzzustandes auswirken.

Zudem hat man bei der Durchrechnung einfacher Beispiele immer wieder feststellen müssen, dass die nach dem neuen Sicherheitskonzept bei den ersten Ansätzen von Teilsicherheitsbeiwerten ermittelten Dimensionen von Bauteilen deutlich von den nach den bewährten alten Konzepten ermittelten abwichen. Es ist nicht möglich, Teilsicherheitswerte so festzulegen, dass sie unter allen üblichen Randbedingungen zu gleichen Ergebnissen führen wie das Globalsicherheitskonzept. Wie geht man dann mit Bauteilen um, die nach dem alten Konzept als standsicher beurteilt wurden, nach dem neuen Konzept aber nicht mehr?

Der **Aufwand für Berechnungen** steigt zudem deutlich an, wenn verschiedene Lastfälle zu betrachten sind, für die unterschiedliche Sicherheitsniveaus gefordert werden. Im Bauzustand kann man eine andere Versagenswahrscheinlichkeit akzeptieren als im Betriebszustand. Ist es dann zumutbar, eine Berechnung im Bauzustand mit anderen Materialparametern durchzuführen als eine Berechnung im Endzustand. Man bedenke dabei den Aufwand, z.B. bei einer Stützwandberechnung, wenn die Erddruckermittlung für beide Lastfälle mit verschiedenen Reibungswinkeln durchzuführen ist.

Die Euphorie für das neue Konzept ließ deutlich nach, die reine Lehre wurde zunehmend durch pragmatische Lösungen ersetzt. Streit zwischen Fachleuten blieb nicht aus, immer neue Verzögerungen in der Erarbeitung der Normen traten ein. Dass das **Teilsicherheitskonzept** das zukünftig **anzuwendende** Konzept ist, ist seit langem klar. Darüber, **wie** man es anzuwenden hat, ist bis heute **europaweit keine Einigkeit** erzielt worden. Nun lässt EC 7 zu, dass nebeneinander drei verschiedene Verfahren existieren und in den nationalen Regelungen das konkrete Verfahren festgelegt wird. Der **EC 7** ist zu einer **Rahmen-Norm** geworden. Zudem weist er manchmal nicht die in deutschen Normen gewohnte Klarheit auf.

Die Schwierigkeiten in der Erarbeitung des EC 7 ließen nicht zu, das Endergebnis des EC 7 abzuwarten und als deutsche Norm zu verwenden. Stattdessen wurde **parallel zum EC 7 die DIN 1054** unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes neu gestaltet und darauf geachtet, dass die Rahmen-Norm, also der EC 7, nicht mit den nationalen Gestaltungen kollidierte und umgekehrt.

Nun ist es endlich soweit, dass die DIN 1054 gültig wurde und demnächst bautechnisch eingeführt werden dürfte. Auch der EC 7 wird bald Gültigkeit erlangen. Wer europaweit arbeitet, sollte beide Normen kennen. DIN 1054 ist dabei die stärker praxisorientierte und pragmatischere Version bei vergleichbarem Inhaltsstoff.

Nachfolgend werden **Auszüge** aus dem EC 7 - nach links herausgerückt - und Auszüge aus DIN 1045 - nach rechts herausgerückt einander **gegenübergestellt**.

Behandelter Inhalt: Die beiden Normen sind inhaltlich nicht ganz deckungsgleich. DIN 1054 enthält einige zusätzliche Regelungen, die später einmal in andere Teile des deutschen Regelwerkes überführt werden müssen, wenn in etwa einem Jahrzehnt anstelle der DIN 1054 allein der EC 7 mit einem bis dahin zu schaffenden nationalen Anhang gültig sein wird.

EC 7

- 1 Allgemeines
- 2 **Grundlagen der geotechnischen Bemessung**
- 3 Geotechnische Vorgaben
- 4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Wartung
- 5 Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung
- 6 Flächengründungen
- 7 Pfahlgründungen
- 8 Ankerungen
- 9 Stützbauwerke
- 10 Hydraulisch verursachtes Versagen
- 11 Geländebruchsicherheit
- 12 Erdämme

DIN 1054

- 1 Anwendungsbereich
- 2 Normative Verweisungen
- 3 Begriffe und Formelzeichen
- 4 **Allgemeine Regelungen für Sicherheitsnachweise**
- 5 Baugrund
- 6 Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerstände
- 7 Flach- und Flächengründungen
- 8 Pfahlgründungen
- 9 Verankerungen mit Verpressankern
- 10 Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke
- 11 Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch
- 12 Gesamtstandsicherheit

Im Hinblick auf den zu treibenden Aufwand vor allem bei Untersuchungen wird nach den drei geotechnischen Kategorien GK 1, GK 2 und GK 3 unterschieden:

EC 7, 2.1

- (14) Die Geotechnische Kategorie 1 sollte nur kleine und relativ einfache Bauwerke umfassen, bei denen
- die grundsätzlichen Anforderungen auf Grund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar sind;
 - ein vernachlässigbares Risiko besteht.

(15) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo hinsichtlich Gefährdung durch Geländebruch oder Bewegungen im Baugrund keine Bedenken bestehen, und bei Baugrundverhältnissen, für die vergleichbare örtliche Erfahrungen für ein einfaches Verfahren ausreichen. In solchen Fällen dürfen Planung und Bemessung der Gründung und des Bauwerks nach routinemäßigen Verfahren erfolgen.

(16) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo der Baugrubenaushub oberhalb des Grundwasserspiegels bleibt oder wo eine vergleichbare örtliche Erfahrung vorliegt, dass ein Aushub im Grundwasser unbedenklich ist.

(17) Die Geotechnische Kategorie 2 gilt für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnisse.

(18) Die Nachweise für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 2 sollten in der Regel zahlenmäßig ausgewiesene geotechnische Kenngrößen und Berechnungen enthalten, um die grundsätzlichen Anforderungen zu erfüllen.

(19) Bei der Planung konventioneller Bauwerke oder Bauwerksteile genügen Routineverfahren für die Feld- und Laborversuche sowie bei der Bemessung und Ausführung.

ANMERKUNG: Konventionelle Bauwerke oder Bauwerksteile, die der Geotechnischen Kategorie 2 entsprechen, sind z.B.:

- Flächenfundamente,
- Gründungsplatten,
- Pfahlgründungen,
- Wände oder andere Konstruktionen zur Abstützung von Boden oder Wasser,
- Baugruben,
- Brückenpfeiler und Widerlager,
- Aufschüttungen und Erdarbeiten,
- Baugrundanker und andere Verankerungen im Baugrund,
- Tunnel in hartem, ungeklüftetem Gestein und ohne besondere Wasserdichtigkeit oder andere Anforderungen.

(20) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte alle Bauwerke oder Bauwerksteile umfassen, die nicht zu den Geotechnischen Kategorien 1 und 2 gehören.

(21) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte im Allgemeinen nach anspruchsvolleren Vorgaben und Regeln als den in dieser Norm genannten untersucht werden.

ANMERKUNG: Beispiele für die Geotechnische Kategorie 3 sind:

- sehr große und ungewöhnliche Bauwerke,
- Bauwerke mit außergewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen oder ungewöhnlich schwierigen Baugrund oder Belastungsverhältnissen,
- Bauwerke in seismisch stark betroffenen Gebieten,
- Bauwerke in Gebieten, in denen mit instabilen Baugrundverhältnissen oder mit andauernden Bewegungen im Untergrund zu rechnen ist, so dass ergänzende Untersuchungen oder Sondermaßnahmen erforderlich werden.

DIN 1054

4.2 Geotechnische Kategorien (GK)

(1) Die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen richten sich nach den drei Geotechnischen Kategorien (GK), die in DIN 4020:1990-10 beschrieben sind. Ergänzend dazu ist folgendes zu beachten:

a) Die Geotechnische Kategorie GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Im Zweifelsfall sollte ein Sachverständiger für Geotechnik hinzugezogen werden.

b) Die Geotechnische Kategorie GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit normalem Schwierigkeitsgrad. Durch einen Sachverständigen für Geotechnik ist ein geotechnischer Bericht nach DIN 4020:1990-10 auf der Grundlage von routinemäßigen Baugrunduntersuchungen im Feld und Labor zu erstellen.

c) Die Geotechnische Kategorie GK 3 umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad bzw. Baumaßnahmen, die nicht in die Geotechnischen Kategorien GK 1 oder GK 2 eingeordnet werden können. Das Mitwirken eines Sachverständigen für Geotechnik ist erforderlich. Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode angewendet werden soll, sind, abgesehen von begründeten Ausnahmen, in die Geotechnische Kategorie GK 3 einzustufen.

(2) Die Baumaßnahme ist zu Beginn der Planung in eine Geotechnische Kategorie einzuordnen. Die Einordnung in eine höhere Geotechnische Kategorie ist vorzunehmen, wenn spätere Befunde dies erfordern. Die Einordnung in eine niedrigere Geotechnische Kategorie darf vorgenommen werden, wenn spätere Befunde dies nahe legen.

(3) Es ist nicht notwendig, eine gesamte Baumaßnahme in ein und dieselbe Geotechnische Kategorie einzuordnen. Abstufungen zu einer niedrigeren Geotechnischen Kategorie dürfen für einzelne Bauphasen oder Bauabschnitte vorgenommen werden.

Die Begriffe Einwirkungen (aus denen Beanspruchungen resultieren) und Widerstände haben zentrale Bedeutung: Übrigens bedeuten die (P) hinter den Absatznummern, dass der darauf folgende Satz einen Grundsatz (Prinzip) darstellt.

EC 7, 2.4.2 Einwirkungen

(1)P Die Definition der Einwirkungen ist EN 1990:2002 zu entnehmen. Die Werte der Einwirkungen, die in Frage kommen, sind EN 1991 zu entnehmen.

(2)P Die Werte der geotechnischen Einwirkungen müssen so ausgewählt werden, dass sie bei einer Berechnung als Eingangsdaten bekannt sind; sie können sich möglicherweise im Zuge der Berechnung ändern.

ANMERKUNG: Da sich die Werte geotechnischer Einwirkungen im Verlauf einer Berechnung verändern können, werden sie in solchen Fällen als eine erste Schätzung eingeführt, um die Berechnung mit einem vorläufig bekannten Wert zu beginnen.

(3)P Jede Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund muss in Rechnung gestellt werden, wenn die der Bemessung zugrunde zu legenden Einwirkungen ermittelt werden.

(4) Bei der geotechnischen Bemessung sollten folgende Einwirkungen einbezogen werden:

- die Eigengewichte von Boden, Fels und Wasser;
- die Spannungen im Untergrund;
- Erddrücke und die darin getrennt einbezogenen Wasserdrücke;
- Wasserdrücke offener Gewässer einschließlich der Wellendrucke;
- Erddrücke und Grundwasserdruck;
- Strömungsdrücke;
- ruhende und eingeprägte Bauwerkslasten;
- Auflasten;
- Pollerzugkräfte;
- Entlastungen oder Bodenaushub;
- Verkehrslasten;
- durch Bergbau oder andere Aushöhlungen oder Tunnelbauten verursachte Bewegungen;
- durch die Vegetation, das Klima oder Feuchtigkeitsänderungen verursachtes Schwellen und Schrumpfen;
- Bewegungen infolge von kriechenden, rutschenden oder sich setzenden Bodenmassen, Bewegungen infolge von Entfestigung, Suffusion, Zerfall, Eigenverdichtung und chemische Lösungsvorgänge;
- Bewegungen und Beschleunigungen durch Erdbeben, Explosionen, Schwingungen und dynamische Belastungen;
- Temperatureinwirkungen einschließlich der Frostwirkung;
- Eislasten;
- Vorspannung von Bodenankern oder Steifen;
- abwärts gerichteter Zwang (z.B. negative Mantelreibung).

Zu Einwirkungen F (Forces) gehören in der Regel Beanspruchungen E (Effects), die z.B. Spannungen oder Momente sein können.

Charakteristische Werte mit dem Index k (auch repräsentative Werte mit dem Index rep) unterscheiden sich von Bemessungswerten mit dem Index d (für design) durch Multiplikation (bei Einwirkungen) bzw. durch Division (bei Widerständen) mit Teilsicherheitsbeiwerten.

EC 7, 2.4.5 Charakteristische und repräsentative Werte

...

(1)P Charakteristische und repräsentative Werte von Einwirkungen müssen entsprechend EN 1990:2002 und den verschiedenen Teilen der EN 1991 abgeleitet werden.

2.4.5.2 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen

(1)P Die Wahl charakteristischer Werte für geotechnische Kenngrößen muss anhand der abgeleiteten Werte erfolgen, die sich aus Labor- und Feldversuchen ergeben, ergänzt durch vergleichbare Erfahrungen.

(2)P Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt.

...

(6)P Bei jedem Nachweis muss die ungünstigste Kombination von unteren und oberen Werten voneinander unabhängiger Kenngrößen angewendet werden.

...

(8) Falls das Verhalten des Gründungsbauwerks im betrachteten Grenzzustand vom niedrigsten oder vom höchsten Wert der Bodeneigenschaft gesteuert wird, sollte der charakteristische Wert ein vorsichtig gewählter niedrigster bzw. höchster Wert sein, der in der für das Verhalten maßgebenden Zone auftreten kann.

...

(11) Falls statistische Verfahren benutzt werden, sollte der charakteristische Wert der maßgebenden Baugrund-Kenngröße so abgeleitet werden, dass für den betrachteten Grenzzustand die rechnerische Wahrscheinlichkeit für einen ungünstigeren Wert nicht größer als 5 % ist.

ANMERKUNG: In diesem Zusammenhang entspricht der vorsichtig gewählte Mittelwert einem Mittelwert mit einem 95%igen Vertrauensbereich für einen begrenzten Satz von Werten der geotechnischen Kenngröße. Ist dagegen örtliches Versagen angezeigt, entspricht eine vorsichtige Wahl dem einer 5 % Fraktile zuzuordnenden unteren Wert.

...

2.4.5.3 Charakteristische Werte von geometrischen Vorgaben

(1)P Die charakteristischen Werte von Geländekoten und Spiegelhöhen des Grundwassers oder offenen Wassers müssen Messwerte, Nennwerte oder geschätzte obere oder untere Höhenangaben sein.

...

DIN 1054

3.2.1 Bemessungswert

Wert einer Einwirkung oder eines Widerstandes, der für den Nachweis eines Grenzzustandes zugrunde gelegt wird; gekennzeichnet durch den Index "d".

3.2.2 Charakteristischer Wert

Wert einer Einwirkung oder eines Widerstandes, von dem angenommen wird, dass er mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer des Bauwerkes und der entsprechenden Bemessungssituation nicht überschritten oder unterschritten wird; gekennzeichnet durch den Index "k".

ANMERKUNG Nach DIN 1055-100:2001-03 ist der charakteristische Wert der wichtigste repräsentative Wert für Einwirkungen.

...

5.3.1 Festlegung charakteristischer Werte von Bodenkenngrößen

(1) Im Grundsatz sind charakteristische Werte von Bodenkenngrößen nach DIN 4020 auf der Grundlage von Bodenaufschlüssen nach DIN 4021, von Labor- und Feldversuchen sowie aufgrund weiterer Informationen für jede angetroffene Bodenart so festzulegen, dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Berechnungen auf der sicheren Seite liegen.

EC 7, 2.4.6 Bemessungswerte

2.4.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert einer Einwirkung muss nach EN 1990 bestimmt werden.

(2)P Der Bemessungswert einer Einwirkung (F_d) muss entweder direkt festgelegt oder aus repräsentativen Werten gemäß folgender Gleichung abgeleitet werden:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad \text{mit} \quad F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (2.1a / 2.1b)$$

(3)P Geeignete Werte für ψ müssen EN 1990:2002 entnommen werden.

(4)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F für ständige und vorübergehende Situationen, wie er im Anhang A definiert ist, muss in Gl. (2.1a) angewendet werden.

ANMERKUNG 1: Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

...

(6)P Bei der Behandlung von Grundwasserdrücken in Grenzzuständen mit erheblichen Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Tragfähigkeit) müssen die Bemessungswerte die ungünstigsten Werte sein, die während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftreten könnten. Bei Grenzzuständen mit weniger schweren Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit) müssen als Bemessungswerte die ungünstigsten Werte angesetzt werden, die unter normalen Umständen auftreten könnten.

(7) In einigen Fällen dürfen extreme Wasserdrücke gemäß EN 1990:2002, 1.5.3.5, als außergewöhnliche Einwirkungen behandelt werden.

(8) Nach 2.4.4(1)P und 2.4.5.3(1)P dürfen die Bemessungswerte für Grundwasserdrücke entweder mit Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Wasserdrücke oder mit einem Sicherheitszu- oder -abschlag für den charakteristischen Wasserstand abgeleitet werden.

Bei Einwirkungen von Wasser lässt EC 7 also zu, dass der Bemessungswert des Wasserdrucks unmittelbar aus extremen Wasserständen gewonnen wird oder sich durch einen additiven Zuschlag ergibt. Nach DIN 1054:2003 dagegen wird stets die auch im EC 7 zugelassene Variante vorgesehen, dass die Beanspruchung aus einem maximalen Wasserdruck multiplikativ mit einem Teilsicherheitsbeiwert erhöht wird. Dabei werden dann aber auch variable Wasserstandsauswirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten faktorisiert.

(9) Folgende Faktoren können sich auf die Wasserdrücke auswirken und sollten berücksichtigt werden:

- die Spiegelhöhe des offenen oder des Grundwassers;
- die günstigen oder ungünstigen Auswirkungen einer natürlichen oder künstlichen Entwässerung, wobei deren künftige Wartung zu berücksichtigen ist;
- die Wassermenge durch Niederschläge, Überschwemmungen, durch Rohrbrüche oder auf andere Weise;
- Veränderungen der Wasserdrücke durch wachsende oder gerodete Vegetation.

(10) Beachtet werden sollten ungünstige Wasserstände, die durch veränderte Wasserfassungen und verminderte Dränung infolge von Verstopfung, Frosteinwirkung oder aus anderen Gründen auftreten können.

(11) Sofern die Zuverlässigkeit des Entwässerungssystems nicht nachgewiesen und seine Wartung nicht sicher ist, sollte als Bemessungs-Grundwasserstand die höchste mögliche Kote genommen werden, d.h. möglicherweise die Geländeoberfläche.

2.4.6.2 Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen

(1)P Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen (X_d) müssen entweder aus charakteristischen Werten mit folgender Gleichung

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

abgeleitet oder direkt festgelegt werden.

...

2.4.6.3 Bemessungswerte für geometrische Vorgaben

(1) Die Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen und Materialien (γ_F und γ_M) enthalten einen Spielraum für kleinere Streuungen geometrischer Vorgaben, so dass in solchen Fällen keine weitere Sicherheit für geometrische Vorgaben gefordert werden sollte.

...

Zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit müssen Grenzzustandsgleichungen erfüllt werden. Es wird nachgewiesen, dass die Summe der Bemessungs-Beanspruchungen, die aus Bemessungs-Einwirkungen resultieren, geringer ist als die Summe der Bemessungs-Widerstände. Unterschieden werden verschiedene Grenzzustände der Tragfähigkeit, für die jeweils eigene Teilsicherheitsfaktoren gültig sind, und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

EC 7, 2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit

...

(1)P Soweit zutreffend, muss nachgewiesen werden, dass folgende Grenzzustände nicht überschritten werden:

- Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (EQU);
- inneres Versagen oder sehr große Verformung des Tragwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (STR);
- Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist (GEO);
- Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder Baugrunds infolge Auftrieb durch Wasserdruck (UPL);
- hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten (HYD).

ANMERKUNG: Der Grenzzustand GEO ist oft für die Bemessung von Bauelementen bei Gründungen oder Stützbauwerken und zuweilen für die Festigkeit von Tragwerksgliedern maßgebend.

DIN 1054

3.2.4 Grenzzustandsbedingung

Gegenüberstellung von Bemessungswerten in Form einer Ungleichung zum Nachweis eines Grenzzustandes.

ANMERKUNG Die Grenzzustandsbedingung ist erfüllt, bzw. der Nachweis der Sicherheit gegen Eintritt eines Grenzzustandes ist erbracht, wenn die Summe von Bemessungswerten der maßgebenden Einwirkungen bzw. Beanspruchungen kleiner oder gleich den Bemessungswerten der maßgebenden Widerstände ist.

3.2.5 Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1A)

Versagen des Bauwerkes durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch, z.B. Aufschwimmen oder hydraulischer Grundbruch.

3.2.6 Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (GZ 1B)

Versagen von Bauteilen bzw. eines Bauwerkes durch Bruch im Bauwerk oder durch Bruch des stützenden Baugrundes, z.B. Materialversagen von Bauteilen, Grundbruch, Gleiten, Versagen des Erdwiderlagers.

3.2.7 Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C)

Versagen des Baugrundes, ggf. einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke, durch Bruch im Boden oder Fels, ggf. auch zusätzlich durch Bruch in mitragenden Bauteilen, z.B. Böschungsbruch, Geländebruch.

3.2.8 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Zustand des Tragwerkes, bei dessen Überschreitung die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt sind; Es wird dabei unterschieden zwischen einem umkehrbaren Grenzzustand (keine bleibende Überschreitung des Grenzzustandes nach Entfernen der maßgebenden Einwirkung) und einem nicht umkehrbaren Grenzzustand (bleibende Überschreitung des Grenzzustandes nach dem Entfernen der maßgebenden Einwirkung)“, nach DIN 1055-100:2001-03.

GZ 1A beinhaltet EQU, UPL und HYD. EQU gilt z.B. bei Kippen eines Turms aus Windbelastung oder Herausziehen eines starren durch Klüfte getrennten Felskörpers durch eine Zugseilverankerung. GZ 1B ist identisch mit STR. GZ 1C ist identisch mit GEO.

Für die in der Geotechnik besonders wichtigen Nachweise STR und GEO besagt EC 7.:

EC 7, 2.4.7.3 Widerstands-Nachweis

2.4.7.3.1 Allgemeines

(1)P Bei der Betrachtung eines durch Bruch oder sehr große Verformung gekennzeichneten Grenzzustands in einem Tragelement, in einem Querschnitt oder im Baugrund (STR oder GEO) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq R_d$$

ist.

Dabei sind E_d die Bemessungs-Beanspruchungen und R_d der Bemessungs-Widerstand.

2.4.7.3.2 Bemessungs-Beanspruchungen

(1)P Die Teilsicherheitsfaktoren für die Einwirkungen können entweder auf die Einwirkungen (F_{rep}) selbst oder ihre Beanspruchungen E gemäß nationaler Festlegung angewendet werden:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad 2.6 a$$

oder

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad 2.6 b$$

(2) Es gibt Bemessungssituationen, bei denen die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die geotechnischen Einwirkungen (wie Erd- und Wasserdrücke) zu Bemessungswerten führen könnte, die unvernünftig oder sogar physikalisch unmöglich sind. In solchen Fällen sollten die Teilsicherheitsbeiwerte direkt auf die aus den Repräsentativwerten der Einwirkungen abgeleiteten Beanspruchungen angewendet werden.

(3)P Die in A.3.1(1)P und A.3.2(1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Gleichungen (2.6a) und (2.6b) zu verwenden.

ANMERKUNG: Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.3 und A.4 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3.3 Bemessungswiderstände

(1) Die Teilsicherheitsfaktoren können entweder auf Baugrund- Eigenschaften (X) oder auf die Widerstände (R) oder auf beide folgendermaßen angewendet werden:

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad 2.7 a$$

oder

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad 2.7 b$$

oder

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad 2.7 c$$

ANMERKUNG: Wenn bei der Bemessung die Beanspruchungen faktorisiert (mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert) werden, ist der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen $\gamma_F = 1.0$...

...

2.4.7.3.4 Nachweisverfahren

(1)P Die Art und Weise, wie die Gleichungen (2.6) bis (2.7) angewendet werden, muss durch eines von drei Verfahren festgelegt werden.

ANMERKUNG 1 : Der Weg, wie die Gleichungen 2.6 und 2.7 anzuwenden sind, und das entsprechende Nachweisverfahren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

Vor allem durch diese Eröffnung von drei Möglichkeiten der Nachweisverfahren wird die EN 1997 zur Rahmen-Norm.

...

2.4.7.3.4.1 Nachweisverfahren 1 (Dieses Verfahren ist in DIN 1054 nicht vorgesehen.)

(1)P Abgesehen von der Bemessung axial belasteter Pfähle und Anker muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen bei jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitswerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: A1 "+" M1 "+" R1

Kombination 2: A2 "+" M2 "+" R1

wobei "+" bedeutet "in Verbindung mit".

(Die Bedeutung der Begriffe A1, M2 usw. erschließt sich mit den Tabellen der Folgeseiten. A-Werte repräsentieren Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, M-Werte für Material und R-Werte für Widerstände, die jeweils auch den Wert 1 haben können)

..

(2)P Für die Bemessung von axial belasteten Pfählen und Ankern muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitswerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: A1 "+" M1 "+" R1

Kombination 2: A2 "+" (M1 oder M2) "+" R1

ANMERKUNG 1: Bei der Kombination 1 werden Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände angewendet. Bei der Kombination 2 werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände, bzw. fallweise auf Boden-Kenngrößen angewendet.

ANMERKUNG 2: Bei der Kombination 2 werden die Werte M1 auf die Pfahl- und Ankerwiderstände angewendet, die Werte M2 auf ungünstige Einwirkungen auf Pfähle infolge z.B. negativer Mantelreibung oder Querbelaftung.

(3) Falls eine dieser Kombinationen erkennbar maßgebend ist, brauchen die anderen nicht nachgewiesen zu werden. Allerdings können verschiedene Kombinationen für unterschiedliche Aspekte desselben Nachweises kritisch sein.

2.4.7.3.4.2 Nachweisverfahren 2 (Das ist das in DIN 1054 für GZ 1B verwendete Verfahren.)

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitswerten ausgeschlossen ist:

Kombination: A1 "+" M1 "+" R2

ANMERKUNG 1: Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder Beanspruchungen und auf die Widerstände des Baugrunds angewendet. (M1 ist =1)

ANMERKUNG 2: Wenn dieses Verfahren auf den Nachweis der Böschungsbruch- und der Geländebruchsicherheit angewendet wird, wird die resultierende Beanspruchung an der Gleitfläche mit γ_E multipliziert und der Scherwiderstand längs der Gleitfläche durch $\gamma_{R,e}$ dividiert.

2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 3 (Das ist das in DIN 1054 für GZ 1C verwendete Verfahren.)

(1)P Es ist nachzuweisen, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination: (A1* oder A2**) "+" M2 "+" R3

* bei Einwirkungen aus dem Tragwerk

** bei geotechnischen Einwirkungen

ANMERKUNG 1: Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder Beanspruchungen des Tragwerks und auf die Baugrund-Kenngrößen angewendet. (R3 ist =1)

ANMERKUNG 2: Beim Nachweis der Böschungs- und der Geländebruchsicherheit werden die äußeren Einwirkungen auf den Boden (z.B. Tragwerklasten, Verkehrslasten) als geotechnische Einwirkungen mit der Gruppe A.2 der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen behandelt.

Die Größen A1, A2, M1, M2, R1, bis R4 sind im Anhang A des EC 7 genannt. Sie können in den nationalen Regelungen in anderer Größe festgelegt werden.

Auszug aus dem Anhang A des EC 7:

A.3 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der konstruktiven (STR) und geotechnischen (GEO) Grenzzustände

A.3.1 Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)

...

Einwirkung		Symbol	Werte	
Dauer	Bedingung		A1	A2
ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,0
	günstig	γ_G	1,0	1,0
veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,5	1,3
	günstig	γ_Q	0	0

A.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

Bodenkenngröße	Symbol	Werte	
		M1	M2
effektiver Scherwinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
effektive Kohäsion	γ_c	1,00	1,25
undrainierte Scherfestigkeit	γ_{cu}	1,00	1,40
einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,00	1,40
Wichte	γ_γ	1,00	1,00
^a Dieser Faktor wird auf $\tan \phi'$ angewendet			

A.3.3 Teilsicherheitsfaktoren für Widerstände (γ_R)

A.3.3.1 Teilsicherheitsfaktoren für Flächengründungen

Widerstand	Symbol	Werte		
		R1	R2	R3
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

...

Zusätzlich zum Nachweis der Sicherheit gegen Versagen, der im Sprachgebrauch der neuen Normung Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit heißt, ist die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen.

Mit dem Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (in DIN 1054 = GZ 2) muss nachgewiesen werden, dass die Verformungen in zulässigem Rahmen liegen. Hier werden alle Einwirkungen ohne Erhöhung durch Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. In den Formulierungen des EC 7 heißt dies:

EC 7, 2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im Baugrund oder in einem Tragwerksquerschnitt, einem Bauteil oder einem Anschluss muss entweder nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq C_d \tag{2.10}$$

ist, oder das in 2.4.8(4) angegebene Verfahren angewendet werden.

Dabei sind E_d der Bemessungswert einer Beanspruchungen und C_d der Grenzwert einer Beanspruchung, der gerade zur im Gebrauchszustand maximal zulässigen Verformung führt.

(2) Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden.

....

(4) Der Nachweis kann dadurch geführt werden, dass ein hinreichend geringer Anteil der Bodenfestigkeit mobilisiert wird, so dass die Verformungen innerhalb der für die Gebrauchstauglichkeit geforderten Grenzen bleiben, vorausgesetzt dieser vereinfachte Nachweis ist auf Bemessungssituationen beschränkt, wo

- die Größe der Verformung beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich ist;
- vergleichbare Erfahrung mit ähnlichem Baugrund, Tragwerk und entsprechender Anwendungsregel vorliegt.

(5)P Ein Grenzwert für eine bestimmte Verformung ist der Wert, bei dem zu vermuten ist, dass die Gebrauchstauglichkeit - etwa durch nicht hinnehmbare Risse oder klemmende Türen - im Bauwerk nicht gegeben ist. Dieser Grenzwert muss während der Planung des Bauwerks vereinbart werden.

DIN 1054 drückt sich bei den Festlegungen zu den erforderlichen Nachweisen klarer aus:

4.3.2 Vorgehensweise bei der Bemessung von Bauwerken und Bauteilen im Grenzzustand GZ 1B

(1) Die Norm geht bei der Bemessung eines Bauwerkes oder einzelner Bauteile im Grenzzustand GZ 1B von folgender Vorgehensweise aus, sofern nicht im Einzelfall etwas anderes zweckmäßig ist oder, z.B. in 8.5.2 (1), verlangt wird.

1. Entwurf des Bauwerkes und Festlegung des statischen Systems.

2. Ermittlung der charakteristischen Werte $F_{k,i}$ der Einwirkungen, z.B. aus Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck oder Verkehr, sowie ggf. Vorgabe von charakteristischen Werten oder anderen repräsentativen Werten der Gründungslasten nach 6.1.2.

3. Ermittlung der charakteristischen Beanspruchungen $E_{k,i}$ in Form von Schnittgrößen (z.B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente) oder Spannungen (z.B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen) in maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und in Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund, getrennt nach Ursachen.

4. Ermittlung der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ des Baugrundes, z.B. Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand, Pfahlwiderstand oder Herausziehwiderstand von Ankern, durch Berechnung, Probebelastung oder aufgrund von Erfahrungswerten.

5. Ermittlung der Bemessungswerte $E_{d,i}$ der Beanspruchungen durch Multiplikation der charakteristischen Beanspruchungen $E_{k,i}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen.

6. Ermittlung der Bemessungswerte $R_{d,i}$ der Widerstände des Baugrundes durch Division der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Bodenwiderstände sowie Ermittlung der Bemessungswiderstände $R_{d,i}$ der Bauteile, z.B. widerstehende Druck-, Zug-, Querkräfte, Biegemomente oder Spannungen nach den Regeln der jeweiligen Bauartnormen, insbesondere nach DIN 1045-1, DIN 18800-1, DIN 18800-2 und DIN 1052.

7. Nachweis der Einhaltung der Grenzzustandsbedingung

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i}$$

mit den Bemessungswerten $E_{d,i}$ der Beanspruchungen und den Bemessungswiderständen $R_{d,i}$.

(2) Bei nichtlinearen Problemen dürfen näherungsweise die im Schritt 3 aus der ungünstigsten Kombination von ständigen und veränderlichen Einwirkungen ermittelten charakteristischen Beanspruchungen aufgrund eines ausreichend genauen Kriteriums in jeweils einen Anteil aus ständigen Einwirkungen und einen Anteil aus veränderlichen Einwirkungen aufgeteilt werden.

Um aus den charakteristischen Werten zu Bemessungswerten zu kommen, sind Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden, die in DIN 1054:2003 für verschiedene Lastfälle definiert sind. Zur Festlegung der Lastfälle werden Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen definiert:

Die lastfallbezogenen Teilsicherheitsbeiwerte werden dabei primär auf die Einwirkungen, und nur in wenigen Fällen auch auf die Widerstände bezogen.

In EC 7 sind derartige Lastfälle nicht vorgesehen. Stattdessen werden im System der europäischen Normen entsprechend der EN 1990:2002 für den Fall von Katastrophenbeanspruchungen die einzelnen Anteile der Einwirkungen (Eigengewicht, unmittelbare katastrophale Einwirkung, verschiedene Arten von begleitenden Verkehrslasten) unter Berücksichtigung von ψ -Faktoren (spezielle Gleichzeitigkeitsfaktoren) und zum Teil ohne zusätzliche Anwendung von Teilsicherheitsfaktoren zu Entwurfs-Einwirkungen kombiniert.

6.3 Bemessungssituationen bei geotechnischen Bauwerken

6.3.1 Einwirkungskombinationen

Einwirkungskombinationen (EK) sind Zusammenstellungen der an den Grenzzuständen des Bauwerks beteiligten, gleichzeitig möglichen Einwirkungen nach Ursache, Größe, Richtung und Häufigkeit. Es werden unterschieden:

- a) Regel-Kombination EK 1:
Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.
- b) Seltene Kombination EK 2:
Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.
- c) Außergewöhnliche Kombination EK 3:
Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen.

6.3.2 Sicherheitsklassen bei Widerständen

Sicherheitsklassen (SK) berücksichtigen den unterschiedlichen Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen. Es werden unterschieden:

- a) Zustände der Sicherheitsklasse SK 1:
Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.
- b) Zustände der Sicherheitsklasse SK 2:
Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.
- c) Zustände der Sicherheitsklasse SK 3:
Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.

Baugrubenkonstruktionen zählen zur Sicherheitsklasse SK 2.

6.3.3 Lastfälle

(1) Die Lastfälle (LF) ergeben sich für den Grenzzustand GZ 1 aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen bei den Widerständen. Es werden unterschieden:

- a) Lastfall LF 1:
Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1. Der Lastfall LF 1 entspricht der „ständigen Bemessungssituation“ nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), erster Spiegelstrich.
- b) Lastfall LF 2:
Seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1 oder Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2. Der Lastfall LF 2 entspricht der „vorübergehenden Bemessungssituation“ nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), zweiter Spiegelstrich.
- c) Lastfall LF 3:
Außergewöhnliche Kombination EK 3 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2 oder seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 3. Der Lastfall LF 3 entspricht der „außergewöhnlichen Bemessungssituation“ nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), dritter Spiegelstrich.

(2) Die auf die Lastfälle LF 1, LF 2 und LF 3 bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen sind in Tabelle 2, für Widerstände in Tabelle 3 zusammengestellt.

(3) Die Lastfälle LF 1, LF 2 und LF 3 enthalten die wesentlichen Kombinationen von Einwirkungen mit Sicherheitsklassen für Widerstände. Für andere Kombinationen dürfen in begründeten Fällen Zwischenstufen eingeschaltet werden. Für den Extremfall, dass in einer Grenzsituation die Einwirkungskombination EK 3 und die Sicherheitsklasse SK 3 zusammentreffen, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände gleich $\gamma_F = \gamma_R = 1,00$ zu setzen.

Die genannten Kombinationen der Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen und ihre Zuordnung zu Lastfällen sind in der nebenstehenden Tabelle aufgezeigt. Die in () stehenden Kombinationen sind in der Norm nicht benannt.

	EK 1	EK 2	EK 3
SK 1	LF 1	LF 2	(LF 3)
SK 2	LF 2	(LF 2)	LF 3
SK 3	(LF 3)	LF 3	1,00

(4) Durch die Einführung der Lastfälle LF1, LF2 und LF3 bei geotechnischen Bauwerken, im Boden eingebetteten Bauwerken, Grundbaukonstruktionen für vorübergehende Zwecke und bei Erdbauwerken werden die repräsentativen Werte der unabhängigen Einwirkungen unmittelbar bestimmt. Damit erübrigt sich eine Untersuchung des gleichzeitigen Auftretens von Einwirkungen mit Hilfe von Kombinationsbeiwerten.

(5) Bei Gründungen sind die Lastfälle wie folgt anzuwenden:

- Der Lastfall LF 1 ist, abgesehen von Bauzuständen, maßgebend für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerkes.
- Der Lastfall LF 2 ist maßgebend für vorübergehende Beanspruchungen der Gründung in Bauzuständen des aufliegenden Tragwerkes.
- Der Lastfall LF 3 ist maßgebend für außergewöhnliche Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerkes, soweit sich diese ungünstig auf die Gründung auswirken.

(6) Sofern Gründungslasten und grundbauspezifische Einwirkungen gleichzeitig auftreten, ist sinngemäß zu verfahren.

6.4 Teilsicherheitsbeiwerte

6.4.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen richten sich nach den Angaben in der Tabelle 2. Bei ihrem Ansatz ist Folgendes zu beachten:

Tabelle 2 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit				
Günstige ständige Einwirkungen (Eigengewicht)	$\gamma_{G,stab}$	0,9	0,9	0,9
Ungünstige ständige Einwirkungen (Auftrieb)	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,10	1,05
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Ständige Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ständige Einwirkungen aus Erdruchedruck	γ_{E0q}	1,20	1,10	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

a) Beim Nachweis der Auftriebssicherheit und der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (GZ 1A) sowie beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) sind die charakteristischen Werte F_k der Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F für Einwirkungen in Bemessungswerte F_d der Einwirkungen umzurechnen:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad \text{bzw.} \quad F_d = \sum F_{k,i} \cdot \gamma_F \quad (2)$$

b) Beim Nachweis der bodenmechanisch bzw. felsmechanisch bedingten Abmessungen und beim Nachweis der von der Materialfestigkeit abhängigen Abmessungen von Bauwerken und von Bauteilen (GZ 1B) sind nach 4.3.2 die Einwirkungen stets als charakteristische Werte in die Berechnung einzuführen. Erst bei der Aufstellung der Grenzzustandsbedingung sind die mit den charakteristischen Werten F_k der Einwirkungen ermittelten charakteristischen Beanspruchungen E_k in Form von Schnittgrößen oder Spannungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert F für Einwirkungen in Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen umzurechnen:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_F \quad \text{bzw.} \quad E_d = \sum E_{k,i} \cdot \gamma_F \quad (3)$$

c) In den Gleichungen (2) und (3) steht der Beiwert γ_F jeweils für die in Tabelle 2 auf den Einzelfall der Einwirkung bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

d) Eine Unterscheidung von ständigen Einwirkungen in günstige und ungünstige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1B ist, abgesehen von den Sonderfällen nach 8.5.1 und 11.4.1, nicht erforderlich.

e) Bei der Umwandlung von charakteristischen Werten in Bemessungswerte ist eine Einwirkung bzw. eine Beanspruchung immer als einheitliches Ganzes zu behandeln. Wird eine Einwirkung bzw. eine Beanspruchung in Komponenten zerlegt, so sind diese jeweils mit den gleichen Teilsicherheitsbeiwerten zu belegen.

f) Sofern bewusst größere Verschiebungen und Beanspruchungen des Bauwerkes in Kauf genommen werden, darf in begründeten Fällen, im Einvernehmen zwischen dem Sachverständigen für Geotechnik, dem Aufsteller der statischen Berechnung und der zuständigen Bauaufsichtsdienststelle der Teilsicherheitsbeiwert γ_G im Fall des Wasserdruckes angemessen herabgesetzt werden.

6.4.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände sind in Tabelle 3 angegeben. Bei ihrem Ansatz sind zu beachten.

a) Beim Nachweis der bodenmechanisch bzw. felsmechanisch bedingten Abmessungen und beim Nachweis der von der Materialfestigkeit abhängigen Abmessungen von Bauwerken und von Bauteilen (GZ 1B) sind nach 4.3.2 die mit charakteristischen Werten der Bodenkenngößen ermittelten charakteristischen Bodenwiderstände R_k mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_R für Widerstände in Bemessungswerte R_d umzurechnen:

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (4)$$

Der Beiwert γ_R steht hier für die in Tabelle 3 jeweils auf den Einzelfall des Widerstandes bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_p nach Tabelle 3 sind nicht weiter nach Lastfällen differenziert, weil eine ausreichende Abstufung bereits auf der einwirkenden Seite nach Tabelle 2 vorgenommen worden ist.

b) Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) sind die charakteristischen Werte der Scherfestigkeit mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_ϕ und γ_c bzw. γ_{cu} für Widerstände in Bemessungswerte der Scherfestigkeit umzurechnen:

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi \quad c'_d = c'_k / \gamma_c \quad c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{cu} \quad (5)$$

c) Soweit beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen die Materialfestigkeit von Zuggliedern in Anspruch genommen wird, ist für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes die Gleichung (4) in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand GZ 1C anzuwenden.

d) Sofern bei der Prüfung der Tragfähigkeit von Bodennägeln und flexiblen Bewehrungselementen ein vergleichbarer Aufwand betrieben wird wie bei Verpressankern, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte angemessen herabgesetzt werden.

e) Sofern bewusst größere Verschiebungen des Bauwerkes in Kauf genommen werden, darf in begründeten Fällen im Einvernehmen zwischen dem Sachverständigen für Geotechnik, dem Aufsteller der statischen Berechnung und der zuständigen Bauaufsichtsdienststelle, der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Erdwiderstand angemessen herabgesetzt werden.

Tabelle 3 — Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{GI}	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände				
Pfahldruckwiderstand bei Probelastung	γ_{Pc}	1,20	1,20	1,20
Pfahlzugwiderstand bei Probelastung	γ_{Pt}	1,30	1,30	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten	γ_P	1,40	1,40	1,40
Verpressankerwiderstände				
Widerstand des Stahlzuggliedes	γ_M	1,15	1,15	1,15
Herausziehwiderstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
Widerstände flexibler Bewehrungselemente				
Herausziehwiderstand	γ_B	1,40	1,30	1,20
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens	γ_φ	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Herausziehwiderstände				
Boden- bzw. Felsnägel, Zugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

Beispiel Grundbruch

Eine Grundbruchberechnung nach dem alten Normensystem, in dem im Lastfall 1 eine Globalsicherheit von $\eta = 2$ nachzuweisen ist, zeigt für ein Einzelfundament mit den Abmessungen $1 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}$, welches mit $V = 250 \text{ kN}$, $H = 25 \text{ kN}$ und $M = 50 \text{ kNm}$ belastet ist, eine Grundbruchspannung von $246,49 \cdot 2 = 493 \text{ kPa}$ und eine Sicherheit von $\eta = 2,37$ (vgl. nachfolgendes Ergebnis einer EDV-Berechnung). Gegenüber der erforderlichen Sicherheit von $\eta = 2$ besteht also eine Reserve von 18,5 %.

KT - FUDIM								
Auto								
Dimensionierung eines Fundamentes nach DIN 4017(-100) und DIN 4019								
Fundamentabmessung $b_x = 1.00 \text{ m}$, $b_y = 2.00 \text{ m}$, $t = 0.80 \text{ m}$, $\gamma_m = 25.0 \text{ kN/m}^3$								
		V	H_x	zug.M	e_x	H_y	zug.M	e_y
		kN	kN	kNm	m	kN	kNm	m
Last auf OKF		-						
Last auf UKF		250	25	50	0.20	0	0	0.00
mittl. Sohlspannung		208.3 kN/m ²		erf. Grundbruchsicherh.		eta = 2.00		
	Bezeichn.	z	ϕ'	c'	γ_m'	E_s	B_x	B_y
		m	Grad	kN/m ²	kN/m ³	MN/m ²	m	m
Auflast	- OK:	0.00			20.0		(UK Auflast	
Schicht 1	- UK:	u	27.5	10.0	20.0	10.0	= UK Fundament	
Schicht 2	- UK:	u	-	-	-	u	= OK Schicht 1)	
Schicht 3	- UK:	u	-	-	-	u	(u = unendlich)	
Bodenaust. maßgebend	$\Delta z = z(20\%) =$	0.0	-	-	-	u	u	u
		2.60	27.5	10.0	20.0			
zul. sig = $1/\eta * (c * N_c * \nu_{ec} * \kappa_{ppac} + q * N_d * \nu_{ued} * \kappa_{ppad} + \gamma_m * b * N_b * \nu_{ueb} * \kappa_{ppab})$								
= $1/ 2.0 * (229.25 + 207.18 + 56.55) = 246.49 \text{ kN/m}^2$								
vorh. Grundbruchsicherh.: eta = 2.37; Setzung bei 100% vorh. Last: s = 10.7 mm								
F1=Datei F2=Rechn. F3=Druck F4=Plot F5=Tabkopf F6=Tabzeile F7=Tabtxt F8=End								

Berechnung nach DIN 1054:2003

Beim Grundbruch handelt es sich um einen Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen, GZ 1b. Beim erforderlichen Nachweis ist die Bemessungs-Beanspruchung einem Bemessungs-Grundbruchwiderstand gegenüber zu stellen. Nach DIN 1054:2003 sind zunächst aus den charakteristischen Einwirkungen die charakteristischen Beanspruchungen zu ermitteln und erst diese sind mit Partialsicherheitsbeiwerten zu multiplizieren. Es muss hinsichtlich ständiger und vorübergehender Einwirkungen unterschieden werden, für die verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte gelten. Ob als charakteristische Beanspruchung eine Sohlspannung oder eine Auflagerkraft auf dem Boden gemeint ist, wird nicht geregelt. Im Hinblick auf die Exzentrizität, eine mögliche klaffende Fuge und die Grundbruchbetrachtung an einer im Zusammenhang mit der Exzentrizität reduzierten Fläche ist es zweckmäßig, die Beanspruchung in der Sohle und den Grundbruchwiderstand nicht als Spannungen, sondern als Kräfte zu behandeln. Bei der Ermittlung der Grundbruch-Widerstands-Kraft muss die Lastneigung und die Exzentrizität berücksichtigt werden. Diese sind nach DIN 1054:2003 definitionsgemäß mit den resultierenden charakteristischen Lasten zu ermitteln.

Annahme 1: alle Lasten sind ständige Einwirkungen.

Aus den charakteristischen Einwirkungen von $V_k = 250$ kN, $H_k = 25$ kN und $M_k = 50$ kNm ergeben sich gleich große charakteristische Kraft-Beanspruchungen in der Fuge zwischen Fundament und Boden. Hieraus errechnet sich die maßgebende Bemessungs-Beanspruchung durch Multiplikation mit γ_G , im Lastfall 1 mit einem Wert von $\gamma_G = 1,35$ zu $E_d = 338$ kN.

Exzentrizität und Lastneigung ergeben sich aus den charakteristischen Einwirkungen zu $e = 50 / 250 = 0,2$ m und $H/V = 25/250$.

Der charakteristische Grundbruch-Widerstand bleibt derselbe wie im Beispiel der alten Norm, da sich die reduzierte Fundamentgröße und die Lastneigung nicht ändern. Er beträgt $493 \text{ kPa} \cdot (1,00 - 2 \cdot 0,2) \cdot 2,00 \text{ m}^2 = 592$ kN. Er ist zur Ermittlung des Bemessungs-Grundbruch-Widerstands nach Tabelle 3 von DIN 1054:2003, (siehe hier Seite 19) durch $\gamma_{Gr} = 1,40$ zu dividieren. Damit ist $R_{Gr} = 592/1,40 = 423$ kN.

Die Grenz-Gleichgewichts-Bedingung $E_d \leq R_{Gr,d}$ $338 \text{ kN} \leq 423 \text{ kN}$ ist damit erfüllt.
Es besteht eine Reserve von 25 %.

Annahme 2: 200 kN der Vertikallast sind ständige Einwirkungen, eine Zusatzlast von $\Delta V = 50$ kN sowie die Horizontallast und das Moment resultieren aus Verkehrslasten.

Aus den charakteristischen Einwirkungen von $V_G = 200$ kN, $V_Q = 50$ kN, $H_Q = 25$ kN und $M_Q = 50$ kNm ergeben sich die Bemessungs-Beanspruchungen durch Multiplikation mit γ_G bzw. γ_Q , im Lastfall 1 also mit Werten von $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$.

Maßgebend ist beim Grundbruchnachweis der vertikale Anteil. Jetzt wird $E_d = 345$ kN.

Zur Berechnung des Grundbruch-Widerstands wird mit der Neigung der resultierenden charakteristischen Lasten und der Exzentrizität aus den resultierenden charakteristischen Lasten gerechnet. Hier gibt es gegenüber der Annahme 1 also keine Änderung.

Die Grenz-Gleichgewichts-Bedingung $E_d \leq R_{Gr,d}$ $345 \text{ kN} \leq 423 \text{ kN}$ ist damit erfüllt.
Es besteht eine Reserve von 23 %.

Berechnung nach EC 7, Nachweisverfahren 2

Es ist die Kombination A1 "+" M1 "+" R2 zu verwenden.

A1: Die charakteristischen Einwirkungen sind mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ zu multiplizieren.

M1: Die Scherparameter φ' und c' sind mit $\gamma_\varphi = 1,00$ und $\gamma_c = 1,00$ zu faktorisieren, bleiben also unverändert.

R2: Der Grundbruchwiderstand ist durch $\gamma_{Gr} = 1,40$ zu dividieren.

Die Kombination des Nachweisverfahrens 2 ist damit identisch zum Verfahren in DIN 1054. Allerdings ist im EC 7 keine Regelung enthalten, mit welcher Exzentrizität und Lastneigung der Grundbruchwiderstand zu ermitteln ist. Bei Verwendung von Bemessungs-Lasten beträgt die Exzentrizität $(50 \cdot 1,5)/(200 \cdot 1,35 + 50 \cdot 1,5) = 0,22$ m. Ermittelt man den Grundbruchwiderstand mit dieser Exzentrizität und auch mit der Neigung der Bemessungswerte der Lasten, so ergibt sich für das Beispiel ein charakteristischer Grundbruch-Widerstand von

$475 \text{ kPa} \cdot (1,00 - 2 \cdot 0,22) \cdot 2,00 \text{ m}^2 = 532$ kN. Er ist zur Ermittlung des Bemessungs-Grundbruch-Widerstands wieder durch $\gamma_{Gr} = 1,40$ zu dividieren.

Damit ist $R_{Gr,d} = 532/1,40 = 380$ kN.

Die Grenz-Gleichgewichts-Bedingung $E_d \leq R_{Gr,d}$ $345 \text{ kN} \leq 380 \text{ kN}$ ist auch hier erfüllt. Die Reserve hat sich jedoch auf 10 % reduziert

Berechnung nach EC 7, Nachweisverfahren 3

Es ist die Kombination (A1* oder A2**) "+" M2 "+" R3 zu verwenden.

(*A1 bei Tragwerks- **A2 bei geotechnischen Einwirkungen)

Bei der Last auf dem Fundament handelt es sich um eine Tragwerks-Einwirkung

A1: Die Lasten sind mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ zu multiplizieren.

M2: Die Scherparameter φ' und c' sind mit $\gamma_\varphi = 1,25$ und $\gamma_c = 1,25$ zu faktorisieren.

R3: Als Teilsicherheit auf den Grundbruchwiderstand ist $\gamma_{Gr} = 1,00$ anzuwenden.

Die Beaufschlagung der Lasten ist identisch zur DIN 1054. Für das Beispiel der o.g. Annahme 2 hinsichtlich ständiger und variabler Lasten ergibt sich wieder $V_d = 345$ kN, $H_d = 37,5$ kN und $M_d = 75$ kNm. Die Exzentrizität ist 0,22 m.

Da die Teilsicherheitsbeiwerte für die Scherparameter nicht 1 sind, verändern sich die Bemessungs-Scherparameter gegenüber den charakteristischen Werten. φ'_d ergibt sich aus $\tan 27,5 / 1,25$ zu $22,6^\circ$, die Bemessungs-Kohäsion wird zu $c'_d = 10/1,25 = 8$ kPa.

Mit diesen Scherparametern ergibt sich die Grundbruchspannung zu $\sigma_{Gr,d} = 263$ kPa und der Grundbruch-Widerstand mit Bemessungs-Scherparametern zu $263 \text{ kPa} \cdot (1,00 - 2 \cdot 0,22) \cdot 2,00 \text{ m}^2 = 295$ kN

Die Grenzgleichgewichtsbedingung ist also mit diesem Nachweisverfahren nicht mehr erfüllt:

$$E_d = 345 \text{ kN} > ! R_{Gr,d} = 295 \text{ kN}.$$

Berechnung nach EC 7, Nachweisverfahren 1

Der Nachweis ist mit zwei Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwerten zu führen.

A1 "+" M1 "+" R1 sowie A2 "+" M2 "+" R1

A1: Die charakteristischen Einwirkungen sind mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ zu multiplizieren.

M1: Die charakteristischen Scherparameter sind auch die Bemessungswerte.

A2: Die charakteristischen Einwirkungen sind mit $\gamma_G = 1,00$ und $\gamma_Q = 1,30$ zu multiplizieren.

M2: Die Scherparameter φ' und c' sind mit $\gamma_\varphi = 1,25$ und $\gamma_c = 1,25$ zu faktorisieren.

R1: Als Teilsicherheit auf den Grundbruchwiderstand ist $\gamma_{Gr} = 1,00$ anzuwenden.

Die Beaufschlagung der Lasten ist mit A1 wieder identisch zur DIN 1054.

Also gilt bei A1: $V_d = 345$ kN, $H_d = 37,5$ kN und $M_d = 75$ kNm; $\sigma_d = 305$ kPa, $e = 0,22$ m.

Dagegen ergibt sich bei A2: $V_d = 200 \cdot 1,0 + 50 \cdot 1,3 = 265$ kN, $H_d = 25 \cdot 1,3 = 32,5$ kN und $M_d = 50 \cdot 1,3 = 65$ kNm; daraus errechnet sich $e = 0,245$ m, $\sigma = 260$ kPa.

Für M2 ergibt sich wie bei Nachweisverfahren 3: $\varphi'_d = 22,6^\circ$, $c'_d = 8$ kPa.

Der charakteristische Grundbruchwiderstand ist von den Scherparametern und von der Lastneigung abhängig ist, er errechnet sich in den beiden Nachweiskombinationen daher jeweils anders:

mit A1 "+" M1 ergibt sich: $R_{Gr,d} = 475 \text{ kPa} \cdot (1,00 - 2 \cdot 0,22) \cdot 2,00 \text{ m}^2 = 532$ kN.

mit A2 "+" M2 ergibt sich: $R_{Gr,d} = 251 \text{ kPa} \cdot (1,00 - 2 \cdot 0,245) \cdot 2,00 \text{ m}^2 = 256$ kN.

In diesem Fall ist eine Grenzgleichgewichtsbedingung erfüllt, die andere nicht. Der Nachweis entsprechend dem Nachweisverfahren 1 ist daher insgesamt nicht erbracht.

A1 "+" M1 "+" R1 345 kN < 532 kN.

A2 "+" M2 "+" R1 265 kN > ! 256 kN.

Die verschiedenen Nachweisverfahren führen somit zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen. Dasselbe Fundament mit denselben Lasten wird in manchen Ländern Europas als ausreichend standsicher nachgewiesen, in anderen dagegen nicht.

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Hier sind die Verformungen nachzuweisen. Für den Verformungsnachweis sind alle Lasten mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1 zu faktorisieren. Die Verformungen werden also (in Europa einheitlich) mit den charakteristischen Lasten nachgewiesen. Im behandelten Beispiel errechnet sich eine Setzung von 11 mm (siehe Programmausdruck oben).

Beispiel Gleiten

Beim verwendeten Beispiel ist die Gleitsicherheit nach alter DIN 1054 definiert zu

$$\eta_G = V \cdot \tan \varphi' / H = 250 \cdot \tan 27,5 / 25 = 5,2$$

Sie ist größer als die erforderliche Sicherheit im Lastfall 1 von $\eta_G = 1,5$. Der Ausnutzungsgrad beträgt $1,5 / 5,2 = 29 \%$.

Auch hier bestehen nach dem neuen Teilsicherheitskonzept - je nach angewandtem Verfahren - verschiedene Nachweise mit unterschiedlichen Ergebnissen:

DIN 1054:2003, entspricht Nachweisverfahren 2 des EC 7

Annahme 1: alle Lasten sind ständige Lasten.

Charakteristischen Einwirkungen: $V_k = 250$ kN, $H_k = 25$ kN

γ_G im Lastfall 1 ist $\gamma_G = 1,35$

Bemessungs-Einwirkungen: $V_d = 338$ kN, $H_d = 34$ kN

charakteristischer Widerstand gegen Gleiten: $R_{Gl,k} = V_k \tan \varphi' = 250 \cdot \tan 27,5 = 130$ kN.

Teilsicherheitsbeiwert, der auf den Widerstand gegen Gleiten anzusetzen ist: $\gamma_{Gl} = 1,1$.

Bemessungs-Widerstand gegen Gleiten: $R_{Gl,d} = 130 / 1,1 = 118$ kN

Nachweis: $H_d < R_{Gl,d}$ $34 < 118$ (Ausnutzungsgrad 29 %)

Annahme 2: ein Teil der Lasten sind Verkehrslasten. Die vertikalen und horizontalen Verkehrslasten treten gleichzeitig auf.

Charakteristischen Einwirkungen: $V_k = 200 + 50$ kN, $H_k = 25$ kN

Teilsicherheitsbeiwerte auf die Lasten im Lastfall 1: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$

Bemessungs-Einwirkungen: $V_d = 345$ kN, $H_d = 37,5$ kN

charakteristischer Widerstand gegen Gleiten: $R_{Gl,k} = V_k \tan \varphi' = 250 \cdot \tan 27,5 = 130$ kN.

Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_{Gl} = 1,1$; Bemessungs-Widerstand (Gleiten): $R_{Gl,d} = 130 / 1,1 = 118$ kN

Nachweis: $H_d < R_{Gl,d}$ $37,5 < 118$ (Ausnutzungsgrad 32 %)

Berechnung nach EC 7, Nachweisverfahren 3

Es ist die Kombination (A1* oder A2**) "+" M2 "+" R3 zu verwenden.

(*A1 bei Tragwerks- **A2 bei geotechnischen Einwirkungen)

Bei der Last auf dem Fundament handelt es sich um eine Tragwerks-Einwirkung

A1: Die Lasten sind mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ zu multiplizieren.

M2: Die Scherparameter φ' und c' sind mit $\gamma_\varphi = 1,25$ und $\gamma_c = 1,25$ zu faktorisieren.

R3: Als Teilsicherheit auf den Gleitwiderstand ist $\gamma_{Gr} = 1,00$ anzuwenden.

Die Beaufschlagung der Lasten ist identisch zur DIN 1054. $V_d = 345$ kN, $H_d = 37,5$ kN

Da die Teilsicherheitsbeiwerte für die Scherparameter nicht 1 sind, verändern sich die Bemessungs-Scherparameter gegenüber den charakteristischen Werten. φ'_d ergibt sich aus $\tan 27,5 / 1,25$ zu $\varphi'_d = 22,6^\circ$.

Damit ergibt sich der Gleitwiderstand zu $\sigma_{Gl,d} = V_k \cdot \tan 22,6 = 104$ kN.

Nachweis: $H_d < R_{Gl,d}$ $37,5 < 104$ (Ausnutzungsgrad 36 %)

Bemessung von Flachgründungen nach DIN 1054

Dr.-Ing. Peter Schick

Inhalt

1	Einführung.....	1
2	Nachweise für Flachgründungen	3
2.1	Nachweis der Tragfähigkeit in Regelfällen.....	3
2.1.1	Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (DIN 1054, 7.5.1)	3
2.1.2	Nachweis der Grundbruchsicherheit (DIN 1054, 7.5.2).....	3
2.1.2.1	Vorgehensweise.....	3
2.1.2.2	Ermittlung des charakteristischen Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017	4
2.1.3	Nachweis der Gleitsicherheit (DIN 1054, 7.5.3).....	6
2.2	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Regelfällen	7
2.2.1	Nachweis der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden (DIN 1054, 7.6.1).....	7
2.2.2	Nachweis der Verschiebungen in der Sohlfläche (DIN 1054, 7.6.2).....	7
2.2.3	Nachweis der Setzungen (DIN 1054, 7.6.3)	7
2.2.4	Nachweis der Verdrehungen (DIN 1054, 7.6.4).....	7
2.3	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in einfachen Fällen (DIN 1054, 7.7).....	7
2.3.1	Vorgehensweise.....	7
2.3.2	Nichtbindiger Boden.....	8
2.3.3	Bindiger Boden	9
3	Beispiel: Schräg und ausmittig belastetes Fundament	10
3.1	System und Kennwerte	10
3.2	Nachweis der Tragfähigkeit (Regelfall)	11
3.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Regelfall).....	11
3.4	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (einfacher Fall).....	12

1 Einführung

Die DIN 1054 befasst sich mit Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken und Bauteilen im Erd- und Grundbau.

DIN 1054, 3.1.3.1: Flachgründung: Gründungskörper mit geringer Einbindetiefe, bei dem die Lasten überwiegend in der Gründungssohle in den Baugrund übertragen werden.

Für Flachgründungen relevante allgemeine Regelungen der DIN 1054 sind:

- *DIN 1054, 4.1 (1):* Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind mit hinreichender Wahrscheinlichkeit auszuschließen.
- *DIN 1054, 4.1 (2):* Die Sicherheit ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingungen nicht verletzt sind.
- *DIN 1054, 4.1 (3):* Dies kann auf verschiedene Weise gezeigt werden: In einfachen Fällen mit Tabellenwerten nach *DIN 1054, 7.7*, in schwierigen Fällen mit der Beobachtungsmethode nach *DIN 1054, 4.5*, in der Regel durch die Nachweise gemäß *DIN 1054, 7.*, welche die Grundbruchberechnung nach *DIN 4017* sowie Setzungsberechnung nach *DIN 4019* beinhalten (**Tab. 1**). Die zu führenden Nachweise richten sich also konsequenterweise nach der Geotechnischen Kategorie gem. *DIN 4020 (DIN 1054, 4.2)*. Diese Einordnung legt auch die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen und Überwachungsmaßnahmen fest.
- *DIN 1054, 4.1 (4):* Zufällige Abweichungen streuender Einwirkungen und Widerstände sind durch Teilsicherheitsbeiwerte abzudecken (**Tab. 2, Tab. 3**).

Flachgründungen sind gemäß der Definition der Grenzzustände der Tragfähigkeit stets nach Grenzzustand 1B zu bemessen.

DIN 1054, 3.1.2.6: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (GZ 1B): Versagen von Bauteilen bzw. eines Bauwerks durch Bruch im Bauwerk oder durch Bruch des stützenden Baugrundes, z.B. Materialversagen von Bauteilen, Grundbruch, Gleiten, Versagen des Erdwiderlagers.

Außerdem können Nachweise nach GZ 1A erforderlich sein (vgl. Beitrag Dr. Schuppener), in Grenzfällen wie z.B. Flachgründungen in Böschungen können sich Überschneidungen zum GZ 1C ergeben, so dass für das Gesamtbauwerk dann auch letzterer untersucht werden muss.

Tab. 1: Grobübersicht der Nachweise für Flachgründungen nach DIN 1054

	Einfache Fälle (oft GK1)	Regelfall (oft GK2)	Schwierige Fälle (oft GK3)
Grenzzustand der Tragfähigkeit, GZ 1B	<p>Vergleich von vorhandenem und aufnehmbarem Sohldruck nach <i>DIN 1054, 7.7.</i></p> <p>Voraussetzungen nach <i>DIN 1054, 7.7.1 (1)</i> für die Verwendung der Tabellenwerte:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Geländeoberkante und Schichtgrenzen etwa waagrecht ▪ Baugrund weist bis in Tiefen $z > 2b$ und $z > 2m$ ausreichende Festigkeit auf. Diese ist in folgenden Fällen gegeben: nichtbindige Böden: Wenn eine der Bedingungen (<i>DIN 1054, Tab. A7</i>) eingehalten ist. Bindige Böden: Wenn die Konsistenz oder die einaxiale Druckfestigkeit mit Versuchen ermittelt wurde und größer als die geforderten Werte (<i>DIN 1054, Tab. A3 bis A6</i>) sind. ▪ Keine regelmäßige oder überwiegende dynamische Beanspruchung, in bindigen Böden kein nennenswerter Porenwasserüberdruck ▪ Die Neigung der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfäche ist $\tan \delta_k = H_k/V_k < 0,2$ 	<p><i>DIN 1054, 7.5.1:</i> Nachweis der Sicherheit gegen Kippen</p> <p><i>DIN 1054, 7.5.2:</i> Nachweis der Grundbruchsicherheit, wobei der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstandes $R_{n,k}$ im GZ 1B nach <i>DIN 4017</i> zu ermitteln ist</p> <p><i>DIN 1054, 7.5.3:</i> Nachweis der Gleitsicherheit</p> <p><i>DIN 1054, 7.5.4:</i> Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen</p>	<p>Beobachtungsmethode nach <i>DIN 1054, 4.5</i></p> <p>GK3 bei Flachgründungen empfohlen, wenn:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Ausgedehnte Plattengründung auf Boden mit unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen im Grundriss, ▪ Gründungen neben bestehenden Gebäuden, wenn die Voraussetzungen der <i>DIN 4123</i> nicht zutreffen (letztere sind: a) Wohn- oder Bürogebäude mit nicht mehr als 5 Vollgeschossen oder vergleichbare Fundamente und Sohldrücke, b) Gründung auf Streifenfundamenten oder Platten und Scheibentragwirkung der Wände, c) Baugrund wird überwiegend lotrecht belastet, d) Neue Baugrube nicht tiefer als 5 m unter GOK) ▪ Ausführung der Gründung eines Bauwerkes teils als Flach- oder Flächengründung, teils als Tiefgründung
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2	<p>Vergleich von vorhandenem und aufnehmbarem Sohldruck nach <i>DIN 1054, 7.7.</i></p> <p>oder</p> <p>Belegbare Erfahrung (z.B. benachbarte ähnliche Gründungen auf vergleichbarem Baugrund)</p>	<p><i>DIN 1054, 7.6.1:</i> Nachweis der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden.</p> <p><i>DIN 1054, 7.6.2:</i> Nachweis der Verschiebungen in der Sohlfäche.</p> <p><i>DIN 1054, 7.6.3:</i> Nachweis der Setzungen. Sie dürfen nach <i>DIN 4019</i> berechnet werden, soweit die dort genannten Voraussetzungen erfüllt sind (s. 2.2.3)</p> <p><i>DIN 1054, 7.6.4:</i> Nachweis der Verdrehungen.</p>	<p>Beobachtungsmethode nach <i>DIN 1054, 4.5</i></p> <p>oder</p> <p>Einführung zusätzlicher Anpassungsfaktoren $\eta < 1$ für Bodenwiderstände mit dem Ziel, die zu erwartenden Verschiebungen zu verringern.</p>

Nach *DIN 1054, 4.3.2, 6.4.1* und *6.4.2* sind die Einwirkungen für Nachweise nach GZ 1B stets als charakteristische Werte in die Berechnung einzuführen. Erst bei der Aufstellung der Grenzzustandsbedingung sind die charakteristischen Beanspruchungen E_k (Schnittgrößen, Spannungen) mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen in **Bemessungswerte der Beanspruchungen** umzurechnen:

$$E_d = E_k \cdot \gamma$$

wobei:

E: Beanspruchung, Index d: Bemessungswert, Index k: Charakteristischer Wert
 γ : Teilsicherheitsbeiwert gem. **Tab. 2**

Gl. 1

Tab. 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (Auszug DIN 1054, Tab. 2)

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF1	LF2	LF3
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Ständige Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
GZ 2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

Ebenso sind dann die charakteristischen Bodenwiderstände mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände in **Bemessungswerte der Bodenwiderstände** umzurechnen:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma}$$

Gl. 2

wobei:

R: Widerstand, Index d: Bemessungswert, Index k: Charakteristischer Wert
 γ : Teilsicherheitsbeiwert gem. **Tab. 3**

Tab. 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (Auszug DIN 1054, Tab. 3)

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		LF1	LF2	LF3
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10

2 Nachweise für Flachgründungen

2.1 Nachweis der Tragfähigkeit in Regelfällen

2.1.1 Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (DIN 1054, 7.5.1)

Dieser Nachweis kann wegen der unbekanntnen Lage der Kippkante nicht geführt werden. Stattdessen darf für die Lastfälle LF1 und LF2 der Nachweis der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden geführt werden. Für LF3 darf bei erfülltem Grundbruchnachweis auf den Nachweis der Sicherheit gegen Kippen verzichtet werden.

Die maßgebende Sohldruckresultierende ergibt sich aus der ungünstigsten Kombination der charakteristischen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen für die Lastfälle LF1 und LF2, wobei die größte Ausmittigkeit maßgebend ist.

Die Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden darf höchstens so groß werden, dass die **Gründungssohle des Fundaments noch bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet bleibt** (2. Kernweite).

2.1.2 Nachweis der Grundbruchsicherheit (DIN 1054, 7.5.2)

2.1.2.1 Vorgehensweise

Es ist nachzuweisen, dass folgende **Grenzzustandsgleichung** erfüllt ist:

$$N_d \leq R_{n,d}$$

Gl. 3

wobei:

N_d : Bemessungswert der Beanspruchung senkrecht zur Fundamentsohle nach *DIN 1054, 7.3.2 (1)*:

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q$$

Gl. 4

$R_{n,d}$: Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes nach *DIN 1054, 7.4.2*:

$$R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{Gr}}$$

Gl. 5

wobei:

$R_{n,k}$: **Charakteristischer Grundbruchwiderstand im Grenzzustand GZ 1B** nach DIN 4017 unter Berücksichtigung von Neigung und Ausmittigkeit der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche

Bei der Ermittlung der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf eine Bodenreaktion B_k an der Stirnseite des Fundaments wie eine charakteristische Einwirkung angesetzt werden. Sie darf jedoch höchstens so groß sein wie die parallel zur Sohlfläche angreifende charakteristische Beanspruchung aus den Einwirkungen. Ihr Betrag darf höchstens mit folgendem Wert angesetzt werden:

$$B_k \leq 0,5 E_{p,k}, \text{ also z.B. im ebenen Fall ohne Kohäsion und ohne Auflast: } B_{k,h} \leq 0,5 [b' \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot d^2 \cdot K_{pgh}]$$

Es sind die möglicherweise maßgebenden Kombinationen von ständigen und veränderlichen Einwirkungen zu untersuchen, insbesondere

- die Kombination der größten Normalkraft $N_{k,max}$ mit der zugehörigen größten Tangentialkraft $T_{k,max}$
- die Kombination der kleinsten Normalkraft $N_{k,min}$ mit der zugehörigen größten Tangentialkraft $T_{k,max}$

Der Nachweis ist für jedes Fundament für den Grenzzustand GZ 1B einzeln zu führen. Für **Fundamentgruppen** mit geringen Abständen oder sehr steifem Überbau ist ggf. zusätzlich der Grundbruchnachweis für das ganze Bauwerk zu führen. Für Fundamente mit besonderer Geometrie werden folgende Hinweise gegeben:

DIN 1054, 7.4.2 (3): Bei **Ringfundamenten** ist die Ringbreite für den Grundbruchwiderstand maßgebend.

DIN 1054, 7.4.2 (4): Für **Fundamente mit durchbrochener Sohle** sind die äußeren Abmessungen für den Grundbruchwiderstand relevant, sofern Aussparungen weniger als 20% der Fundamentfläche ausmachen. Außerdem können für unregelmäßig begrenzte oder tiefengestufte Fundamente folgende Abschätzungen verwendet werden:

Der Grundbruchwiderstand **unregelmäßig begrenzter Fundamente** wird näherungsweise durch ein rechteckiges Ersatzfundament abgeschätzt, das die gleiche Fläche und die gleichen Trägheitshauptachsen aufweist.

Der Grundbruchwiderstand **tiefengestufter Fundamente** kann auf der sicheren Seite ermittelt werden, in dem die kleinste Fundamenttiefe für die Berechnung verwendet wird. Für Fundamente mit geneigter Sohle sind Beiwerte in DIN 4017 enthalten.

2.1.2.2 Ermittlung des charakteristischen Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017

Durch die am Ende des letzten Absatzes genannten Maßnahmen wird in allen Fällen ein Rechteck- oder Kreisfundament zur Berechnung erhalten. Das Verfahren nach DIN 4017 darf nur angewendet werden, falls folgende **Voraussetzungen** erfüllt sind (andernfalls sind besondere Untersuchungen notwendig):

- Annähernd richtungsunabhängige Scherparameter. Der Reibungswinkel einzelner Schichten darf um nicht mehr als 5° vom gemeinsamen arithmetischen Mittelwert abweichen. Folgt unter einer festeren Schicht eine weichere, so ist ggf. der Nachweis der Durchstanzsicherheit zu führen (DIN 4017)
- Einbindetiefe d kleiner oder gleich der zweifachen Fundamentbreite b .
- Die Lagerungsdichte D nichtbindiger Böden muss mindestens "locker bis mitteldicht" sein, d.h. in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl U : $D > 0,2$ ($U \leq 3$) bzw. $D > 0,3$ ($U > 3$). Nach Erfahrungswerten entspricht das etwa einem Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 94\%$ bzw. einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von $q_s \geq 5 \text{ MN/m}^2$. Der charakteristische Reibungswinkel beträgt dann i.d.R. $\varphi'_k \geq 30^\circ$ (bei $c'_k = 0$), die Feuchtwichte ist i.d.R. $\gamma_k \geq 17 \text{ kN/m}^3$.
- Die Konsistenz bindiger Böden muss mindestens "weich" sein, d.h. $I_c > 0,5$. Nach Erfahrungswerten entspricht das etwa einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von $q_s \geq 2 \text{ MN/m}^2$. Die charakteristischen Scherparameter sind dann i.d.R. $\varphi'_k \geq 22,5^\circ$ bei $c'_k \geq 0$, $c_{uk} \geq 5 \text{ kN/m}^2$, die Feuchtwichte ist i.d.R. $\gamma_k \geq 17 \text{ kN/m}^3$.

Bei **außermittiger** resultierender Einwirkung wird die rechnerische Fundamentfläche $A' = a' \cdot b'$ so definiert, dass die Einwirkung zentrisch in ihr angreift. Im Falle **geneigter** resultierender Einwirkung ist die Richtung der Resultierenden ω im Grundriss nach der Definition von **Abb. 1** maßgebend. Aus drei Summanden, die den Einfluss der Gründungsbreite b' , Gründungstiefe d und der Kohäsion c repräsentieren, wird die normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstandes ermittelt (**Gl. 6**). Die Produkte in eckigen Klammern sind die sog. Tragfähigkeitsbeiwerte, mit denen die Einflüsse aus Fundamentform, Lastneigung, Gelände- und Sohlneigung berücksichtigt werden. Die Beiwerte von **Gl. 6** sind den **Tab. 4, 5, 6** und **7** zu entnehmen.

$$R_n = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot [N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b] + \gamma_1 \cdot d \cdot [N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d] + c \cdot [N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c])$$

Gl. 6

wobei:

- N_0 : Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte
- v : Formbeiwerte
- λ : Geländeneigungsbeiwerte
- i : Lastneigungsbeiwerte
- ξ : Sohlneigungsbeiwerte

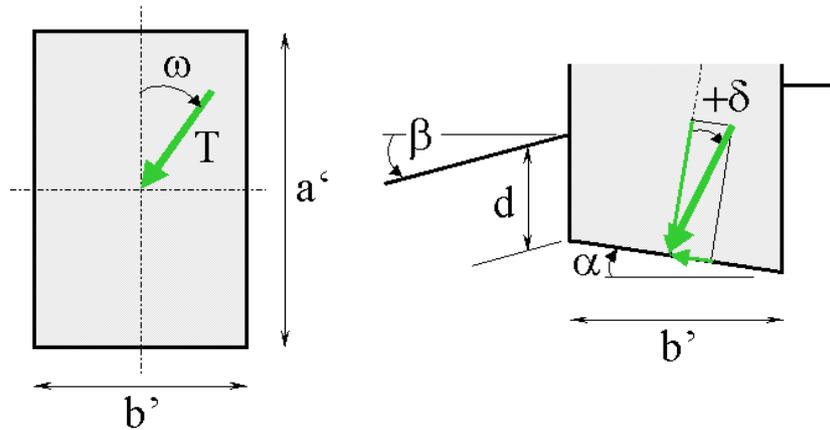


Abb. 1: Allgemeiner Fall eines Fundaments mit geneigter resultierender Einwirkung

Tab. 4: Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte N nach DIN 4017 (φ in $^\circ$)

Gründungsbreite: N_{b0}	Gründungstiefe: N_{d0}	Kohäsion: N_{c0}
$(N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi$	$\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}$	$\frac{(N_{d0} - 1)}{\tan \varphi}$

Tab. 5: Formbeiwerte v nach DIN 4017 (φ in $^\circ$)

Grundrissform	Gründungsbreite: v_b	Gründungstiefe: v_d	Kohäsion: v_c	
			$\varphi \neq 0$	$\varphi = 0$
Streifen	1,0	1,0	1,0	
Rechteck	$1 - 0,3 \cdot \frac{b'}{a'}$	$1 + \frac{b'}{a'} \cdot \sin \varphi$	$\frac{v_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$	$1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{a'}$
Quadrat / Kreis	0,7	$1 + \sin \varphi$	$\frac{v_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$	1,2

Tab. 6: Lastneigungsbeiwerte i nach DIN 4017 (φ, δ und ω in $^\circ$)

Fall	Richtung	Gründungsbreite i_b	Gründungstiefe i_d	Kohäsion i_c
$\varphi > 0,$ $c \geq 0$	$\delta > 0$	$(1 - \tan \delta)^{m+1}$	$(1 - \tan \delta)^m$	$\frac{i_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$
	$\delta < 0$	$(1 - 0,04\delta)^{0,64 + 0,028\varphi} \cdot \cos \delta$	$(1 - 0,0244\delta)^{0,03 + 0,04\varphi} \cdot \cos \delta$	
$\varphi = 0,$ $c > 0$	$\delta > 0$ und $\delta < 0$	Irrelevant, da $N_{b0} = 0$	1,0	$0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{T}{A' \cdot c}}$

Wobei der Exponent m berechnet wird aus: $m = m_a \cos^2 \omega + m_b \sin^2 \omega$

mit: $m_a = \frac{2 + \frac{a'}{b'}}{1 + \frac{a'}{b'}}$ (= m für T parallel längere Seite) bzw. $m_b = \frac{2 + \frac{b'}{a'}}{1 + \frac{b'}{a'}}$ (= m für T parallel kürzere Seite)

Tab. 7: Geländeneigungsbeiwerte λ und Sohlneigungsbeiwerte ξ nach DIN 4017 (φ , α und β in $^\circ$)

Scherparameter	Gründungsbreite	Gründungstiefe	Kohäsion
Geländeneigung $\beta < \varphi$ und Längsachse parallel Streichrichtung)	λ_b	λ_d	λ_c
Fall $\varphi > 0$ und $c \geq 0$	$(1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^6$	$(1 - \tan \beta)^{1,9}$	$\frac{N_{d0} \cdot e^{-0,0349 \cdot \beta \cdot \tan \varphi} - 1}{N_{d0} - 1}$
Fall $\varphi = 0$ und $c > 0$	Irrelevant, da $N_{b0} = 0$	k.A.	$1 - 0,4 \cdot \tan \beta$
Sohlneigung α	ξ_b	ξ_d	ξ_c
Fall $\varphi > 0$ und $c \geq 0$	$e^{-0,045 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi}$		
Fall $\varphi = 0$ und $c > 0$	Irrelevant, da $N_{b0} = 0$	1,0	$1 - 0,0068 \cdot \alpha$

2.1.3 Nachweis der Gleitsicherheit (DIN 1054, 7.5.3)

Es ist nachzuweisen, dass folgende Grenzzustandsgleichung erfüllt ist:

$$T_d \leq R_{t,d} + E_{p,d}$$

Gl. 7

wobei:

T_d : Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Fundamentsohlfläche, nach DIN 1054, 7.3.2 (2)

$R_{t,d}$: Bemessungswert des Gleitwiderstandes nach DIN 1054, 6.4.2 (2) und 7.4.3:

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{GI}}$$

Gl. 8

wobei:

$R_{t,k}$: Charakteristischer Gleitwiderstand:

- Bei rascher Beanspruchung eines wassergesättigten Bodens (Anfangszustand):

$$R_{t,k} = A \cdot c_{u,k}$$

Gl. 9

- Bei vollständiger Konsolidierung des Bodens (Endzustand) und in der Sohlfläche verlaufender Bruchfläche:

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_{s,k}$$

Gl. 10

wobei:

N_k : Sohlnormale Komponente der charakteristischen Beanspruchung

$\delta_{s,k}$: Charakteristischer Wert des Sohlreibungswinkels (Ortbeton: $\delta_{s,k} = \varphi'_k$, jedoch immer $\delta_{s,k} < 35^\circ$; vorgefertigte Fundamente, die nicht im Mörtelbett verlegt werden: $\delta_{s,k} = 2/3 \varphi'_k$)

- Bei vollständiger Konsolidierung des Bodens (Endzustand) und durch den Boden verlaufender Bruchfläche (z.B. Fundamente mit Sporn):

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \varphi'_k + A \cdot c'_k$$

Gl. 11

$E_{p,d}$: Bemessungswert des Erdwiderstandes parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite des Fundaments, nach DIN 1054, 7.4.1:

$$E_{p,d} = \frac{E_{p,k}}{\gamma_{Ep}}$$

Gl. 12

wobei:

$E_{p,k}$: Charakteristischer Erdwiderstand nach DIN 1054, 6.2.4 sowie DIN 4085

2.2 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Regelfällen

2.2.1 Nachweis der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden (DIN 1054, 7.6.1)

In der Sohlfuge darf infolge der aus ständigen Einwirkungen resultierenden charakteristischen Beanspruchung **keine klaffende Fuge** auftreten, d.h. die Sohldruckresultierende muss innerhalb der 1.Kernweite liegen.

2.2.2 Nachweis der Verschiebungen in der Sohlfläche (DIN 1054, 7.6.2)

Dieser Nachweis muss nur geführt werden, wenn

- beim Nachweis der Gleitsicherheit n. *DIN 1054, 7.5.3* auf der Stirnseite eine Bodenreaktion angesetzt wurde, oder
- bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden bzw. mindestens steifen bindigen Böden eine Bodenreaktion von mehr als 30% des charakteristischen Erdwiderstandes vor der Stirnseite des Fundaments erforderlich ist.

In diesem Fall ist nachzuweisen, dass **keine unzuträglichen Verschiebungen in der Sohlfläche** auftreten, und zwar sowohl

- bei Ansatz der charakteristischen Werte der ständigen und der regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen sowie
- infolge der charakteristischen Werte der seltenen oder einmaligen planmäßigen Einwirkungen

2.2.3 Nachweis der Setzungen (DIN 1054, 7.6.3)

Setzungen dürfen nach *DIN 4019* berechnet werden, soweit die dort genannten Voraussetzungen erfüllt sind. Damit werden also nur Setzungen durch Zusammendrückung und Gestaltänderung des Baugrundes ermittelt. Ausreichende Grundbruchsicherheit muss gegeben sein. Insbesondere gelten die Verfahren der *DIN 4019* nicht für Setzungen infolge Grundwasserströmungen, Erschütterungen, Temperatureinwirkungen, Austrocknen des Bodens oder von bergbaulichen Maßnahmen und auch nicht für Hebungen.

Veränderliche Einwirkungen sind bei nichtbindigen Böden zu berücksichtigen, bei bindigen Böden dann, wenn ihre Einwirkungsdauer nicht wesentlich kleiner ist, als die zum Ausgleich des Porenwasserüberdruckes erforderliche Zeit. Bei zyklischen Einwirkungen sind besondere Untersuchungen durchzuführen.

Die rechnerischen Setzungen sind **unter Berücksichtigung der Konstruktion des Tragwerks zu beurteilen** (z.B. mit den Kriterien nach **EVB**).

2.2.4 Nachweis der Verdrehungen (DIN 1054, 7.6.4)

Sofern die zulässige Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden nach *DIN 1054, 7.6.1* eingehalten ist und mindestens „mitteldicht“ gelagerter nichtbindiger Boden bzw. mindestens „steifer“ bindiger Boden vorliegt, darf angenommen werden, dass keine unverträglichen Verdrehungen von Einzel- oder Streifenfundamenten auftritt. Andernfalls sind Verdrehungen durch Setzungsberechnung verschiedener Punkte der Gründung zu ermitteln.

2.3 Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in einfachen Fällen (DIN 1054, 7.7)

2.3.1 Vorgehensweise

Analog zur Berechnungsweise der *DIN 4017* (vgl. **2.1.2.2**) darf im Falle ausmittiger Einwirkung nur derjenige Teil der Sohlfläche angesetzt werden, für den die Resultierende der Einwirkungen im Schwerpunkt steht.

Der Nachweis wird durch Vergleich des **einwirkenden charakteristischen Sohldruckes** σ_{vorh} mit dem **aufnehmbaren Sohldruck** σ_{zul} (nichtbindige Böden: **Tab. 9, Tab. 10**, bindige Böden: **Tab. 12 bis Tab. 15**) geführt. Die Tabellenwerte gelten für Steifenfundamente, für das Verfahren gelten die Voraussetzungen nach **Tab. 1** (linke Spalte). Ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch liegt vor, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\sigma_{\text{vorh}} < \sigma_{\text{zul}} \quad (\text{Gl. 2})$$

wobei:

σ_{vorh} : Auf die reduzierte Fundamentfläche bezogener charakteristischer Sohldruck

σ_{zul} : Aufnehmbarer Sohldruck nach *DIN 1054, 7.7.2* bzw. *7.7.3* (ggf. erhöht oder vermindert)

Eine **Erhöhung der Werte des aufnehmbaren Sohldruckes** darf unter folgenden Bedingungen vorgenommen werden:

- Wenn die kleinste Einbindetiefe größer als 2,0 m ist, so darf der aufnehmbare Sohldruck nach *DIN 1054*, 7.7.2 bzw. 7.7.3 um die Spannung erhöht werden, die der Mehrtiefe entspricht.
- Für Rechteckfundamente mit einem Seitenverhältnis $a'/b' < 2$ und Kreisfundamenten dürfen die Werte der **Tab. 10** und **Tab. 12** bis **Tab. 15** um 20% erhöht werden; ebenso die Werte nach **Tab. 9** wenn $d > 0,6 b'$.
- Die Werte nach **Tab. 9** und **Tab. 10** dürfen um bis zu 50% erhöht werden, falls der Boden wegen hoher Festigkeit bis in eine Tiefe von $d \geq 2\text{ m}$ und $d \geq 2 b'$ wenigstens eine der Bedingungen von **Tab. 8** erfüllt.

Tab. 8: Voraussetzungen für die Erhöhung der Werte für den aufnehmbaren Sohldruck σ_{zul} nach *DIN 1054*, 7.7.2.2.(3) wegen hoher Festigkeit des Bodens (*DIN 1054*, Tab. A8)

Bodengruppe Nach DIN 18196	Ungleichförmigkeits- zahl nach DIN 19196 U [1]	Mittl. Lagerungsdichte nach DIN 18126 D [1]	Mittl. Verdichtungs- grad nach DIN 19127 D _{pr} [%]	Mittl. Spitzenwider- stand der Drucksonde q _s [MN/m ²]
SE, GE, SU, GU, GT	≤ 3	≥ 0,50	≥ 98	≥ 15
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	≥ 0,65	≥ 100	≥ 15

Eine **Verminderung der Werte des aufnehmbaren Sohldruckes** muss unter folgenden Bedingungen berücksichtigt werden:

- Liegt der Grundwasserspiegel in Höhe der Gründungssohle, ist der Wert nach **Tab. 9** um 40% abzumindern. Ist der Abstand zwischen Grundwasserspiegel und Gründungssohle kleiner als b' , darf zwischen dem um 40% abgeminderten Wert der **Tab. 9** und dem nicht abgeminderten Wert linear in Abhängigkeit vom Grundwasserabstand interpoliert werden. Liegt der Grundwasserspiegel über Gründungssohle, reicht die Abminderung um 40% nur aus, wenn $d > 0,8\text{ m}$ und $d > b'$, ansonsten sind die Grenzzustände GZ1B und GZ2 nachzuweisen.
- Die Werte der **Tab. 10** gelten nur, solange sie kleiner als die verminderten Werte nach **Tab. 9** sind. Der kleinere Wert ist maßgebend.
- Bei einer resultierenden Beanspruchung mit Vertikalkomponente V_k und Horizontalkomponente H_k ist der ggf. erhöhte und/oder verminderte Wert der **Tab. 9** wie folgt abzumindern: Mit dem Faktor $(1-H_k/V_k)$, wenn H_k parallel zur langen Fundamentseite wirkt und das Seitenverhältnis $a'/b' > 2$ ist, mit dem Faktor $(1-H_k/V_k)^2$ in allen anderen Fällen.
- Bei Fundamentbreiten $2,0\text{ m} < b' \leq 5,0\text{ m}$ sind die Werte von **Tab. 12** bis **Tab. 15** um 10% je Meter zusätzlicher Fundamentbreite abzumindern. Für $b' > 5,0\text{ m}$ sind die Grenzzustände GZ1B und GZ2 nachzuweisen.

Die Sohldrücke nach **Tab. 9** führen bei Fundamentbreiten bis zu 1,50 m zu **Setzungen** von etwa 2 cm. Breitere Fundamente setzen sich ungefähr proportional zur Fundamentbreite stärker. Anwendung von **Tab. 10** führt bei Fundamentbreiten bis zu 1,50 m zu Setzungen von etwa 1 cm, bei breiteren Fundamenten werden 2 cm nicht überschritten. Die Sohldrücke nach **Tab. 12**, **Tab. 13**, **Tab. 14** bzw. **Tab. 15** können bei mittiger Belastung zu Setzungen zwischen 2 und 4 cm führen. Werden die Tabellenwerte aufgrund gedrungener Fundamentform erhöht, nehmen auch die Setzungen entsprechend zu.

2.3.2 Nichtbindiger Boden

Der aufnehmbare Sohldruck bei vertikaler Beanspruchung und Böden mittlerer Festigkeit kann **Tab. 9** und **Tab. 10** entnommen werden. Mittlere Festigkeit darf angenommen werden, wenn eine der in **Tab. 11** angegebenen Bedingungen eingehalten ist. Die Werte nach **Tab. 9** sind auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit ermittelt worden, der ab $b > 1,00\text{ m}$ mit zunehmender Fundamentbreite abnehmende aufnehmbare Sohldruck nach **Tab. 10** auf der Grundlage der Begrenzung der Setzungen. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tab. 9: Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit mit den Voraussetzungen nach **Tab. 11** (*DIN 1054*, Tab. A1)

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²] für b bzw. b' =					
	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
$0,30 \leq d \leq 0,50$ und $b \geq 0,30\text{ m}$	150					
0,50	200	300	400	500	500	500
1,00	270	370	470	570	570	570
1,50	340	440	540	640	640	640
2,00	400	500	600	700	700	700

Tab. 10: *Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer Begrenzung der Setzung mit den Voraussetzungen nach Tab. 11 (DIN 1054, Tab. A2)*

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²] für b bzw. b' =					
	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
$0,30 \leq d \leq 0,50$ und $b \geq 0,30$ m	150					
0,50	200	300	330	280	250	220
1,00	270	370	360	310	270	240
1,50	340	440	390	340	290	260
2,00	400	500	420	360	310	280

Tab. 11: *Voraussetzungen für die Anwendung der Werte der Tab. 9 und Tab. 10 (DIN 1054, Tab. A7)*

Bodengruppe Nach DIN 18196	Ungleichförmigkeits- zahl nach DIN 19196 U [1]	Mittl. Lagerungsdichte nach DIN 18126 D [1]	Mittl. Verdichtungs- grad nach DIN 19127 D _{pr} [%]	Mittl. Spitzenwider- stand der Drucksonde q _s [MN/m ²]
SE, GE, SU, GU, GT	≤ 3	≥ 0,30	≥ 95	≥ 7,5
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	≥ 0,45	≥ 98	≥ 7,5

2.3.3 Bindiger Boden

Der aufnehmbare Sohldruck bei vertikaler Beanspruchung von Fundamenten mit Breiten $b' = 0,50$ m bis 2,00 m auf bindigen Böden darf **Tab. 12**, **Tab. 13**, **Tab. 14** bzw. **Tab. 15** entnommen werden, sofern die darin enthaltenen Anforderungen an Konsistenz oder einaxiale Druckfestigkeit eingehalten sind.

Tab. 12: *Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf reinem Schluff (UL nach DIN 18196) mit Breiten $b' = 0,50$ m bis 2,00 m (DIN 1054, Tab. A3)*

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²]	
	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit: $q_{u,k} > 120$ kN/m ²	Mittlere Konsistenz: Steif bis halbfest
0,50	130	
1,00	180	
1,50	220	
2,00	250	

Tab. 13: *Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf gemischtkörnigen Böden (SU*, ST, ST*, GU*, GT* nach DIN 18196) mit Breiten $b' = 0,50$ m bis 2,00 m (DIN 1054, Tab. A4)*

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²]		
	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ [kN/m ²]		
	120 bis 300	300 bis 700	> 700
	Mittlere Konsistenz		
	Steif	Halbfest	Fest
0,50	150	220	330
1,00	180	280	380
1,50	220	330	440
2,00	250	370	500

Tab. 14: *Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf tonig schluffigen Böden (UM, TL, TM nach DIN 18196) mit Breiten $b' = 0,50$ m bis 2,00 m (DIN 1054, Tab. A5)*

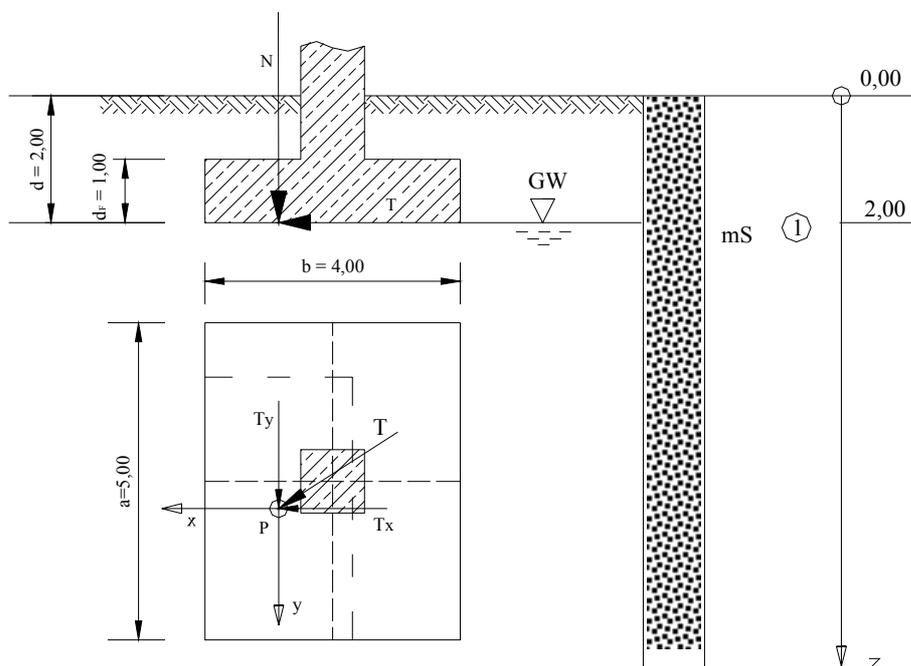
Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²]		
	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ [kN/m ²]		
	120 bis 300	300 bis 700	> 700
	Mittlere Konsistenz		
	Steif	Halbfest	Fest
0,50	120	170	280
1,00	140	210	320
1,50	160	250	360
2,00	180	280	400

Tab. 15: Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} für Streifenfundamente auf Tonboden (TA nach DIN 18196) mit Breiten $b' = 0,50$ m bis 2,00 m (DIN 1054, Tab. A6)

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes d [m]	Aufnehmbarer Sohldruck σ_{zul} [kN/m ²]		
	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ [kN/m ²]		
	120 bis 300	300 bis 700	> 700
	Mittlere Konsistenz		
	Steif	Halbfest	Fest
0,50	90	140	200
1,00	110	180	240
1,50	130	210	270
2,00	150	230	300

3 Beispiel: Schräg und ausmittig belastetes Fundament

3.1 System und Kennwerte



Char. Bodenkennwerte (SE):

„Mitteldicht“ gelagert, $U > 3$

Feuchtwichte:

$$\gamma_k = 17 \text{ kN/m}^3$$

Wichte unter Auftrieb:

$$\gamma_k' = 9,5 \text{ kN/m}^3$$

Eff. Reibungswinkel:

$$\varphi_k' = 32,5^\circ$$

Eff. Kohäsion:

$$c_k' = 0$$

Steifemodul:

$$E_s \left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \right] = 35 \cdot \left(\frac{\sigma_v' \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]}{100} \right)^{0,63}$$

Char. Einwirkungen

Ständig:

$$N_k = 2500 \text{ kN}$$

$$T_{x,k} = 407 \text{ kN}$$

$$T_{y,k} = 270 \text{ kN}$$

$$M_{x,G,k} = 500 \text{ kNm}$$

$$M_{y,G,k} = 1000 \text{ kNm}$$

Veränderlich:

$$M_{x,Q,k} = 575 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Q,k} = 1112 \text{ kNm}$$

Abb. 2: Querschnitt, Grundriss, Baugrunderkennwerte und Einwirkungen

Ausmittigkeit infolge ständiger Einwirkungen:

$$e_{x,G} = \frac{M_y}{N} = \frac{1000}{2500} = 0,400 \text{ m}$$

$$e_{y,G} = \frac{M_x}{N} = \frac{500}{2500} = 0,200 \text{ m}$$

Ausmittigkeit infolge ständiger + veränderlicher Einwirkungen:

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{2112}{2500} = 0,845 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{1075}{2500} = 0,43 \text{ m}$$

Lastneigungswinkel:

$$\tan \delta_x = \frac{T_x}{N} = \frac{407}{2500} = 0,163, \quad \delta_x = 9,3^\circ$$

$$\tan \delta_y = \frac{T_y}{N} = \frac{270}{2500} = 0,108, \quad \delta_y = 6,2^\circ$$

Rechnerisch reduzierte Fundamentabmessungen

$$b' = 4 - 2 \cdot 0,845 = 2,31 \text{ m}, \quad a' = 5 - 2 \cdot 0,43 = 4,14 \text{ m}$$

$$A' = 2,31 \cdot 4,14 = 9,56 \text{ m}^2$$

3.2 Nachweis der Tragfähigkeit (Regelfall)

Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (DIN 1054, 7.5.1)

Dieser Nachweis wird als Nachweis der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden geführt, welche innerhalb der 2. Kernweite bleiben muss. Zu betrachten sind die ständigen und regelmäßigen veränderlichen Einwirkungen. Beim Rechteckfundament wird die 2. Kernweite durch folgende Ellipse begrenzt:

$$\left(\frac{e_x}{a}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad \text{hier:} \quad \left(\frac{0,845}{4}\right)^2 + \left(\frac{0,430}{5}\right)^2 = 0,045 + 0,007 = 0,052 \leq \frac{1}{9} \quad \text{erfüllt}$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit (DIN 1054, 7.5.2 und DIN 4017)

Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte N_0 :

$$N_{d0} = \tan^2(45^\circ + 32,5^\circ/2) \cdot \exp(\pi \cdot \tan 32,5^\circ) = 24,6$$

$$N_{b0} = (24,6 - 1) \tan 32,5^\circ = 15,0$$

Formbeiwerte ν :

$$\nu_d = 1 + 2,31 / 4,14 \sin 32,5^\circ = 1,30$$

$$\nu_b = 1 - 0,3 \cdot 2,31 / 4,14 = 0,83$$

Charakteristischer Grundbruchwiderstand unter ausschließlich lotrechter Einwirkung:

$$R_{n,k} = 4,14 \cdot 2,31 \cdot (9,5 \cdot 2,31 \cdot 15,0 \cdot 0,83 + 17,0 \cdot 2 \cdot 24,6 \cdot 1,30) = 13011 \text{ kN}$$

Grenzzustandsgleichung für den Fall, dass ausschließlich die lotrechte Einwirkung vorhanden ist:

$$R_{n,d} = 13011 / \gamma_{Gr} = 7323/1,40 = \mathbf{9294 \text{ kN}}$$

$$N_d = 2500 \cdot \gamma_G = 2500 \cdot 1,35 = \mathbf{3375 \text{ kN}}$$

$$R_{n,d} > N_d \quad \text{erfüllt}$$

Resultierende horizontale Einwirkung:

$$T_k = \sqrt{(270^2 + 407^2)} = 488 \text{ kN}$$

Neigungswinkel der resultierenden Einwirkung:

$$\tan \delta = T_k / N_k = 488 / 2500 = 0,195, \quad \delta = 11,0^\circ$$

Richtungswinkel der resultierenden Einwirkung im Grundriss

$$\tan \omega = \frac{407}{270} = 1,5075 \quad \omega = 56,4^\circ$$

Neigungsbeiwerte

$$m_a = [2 + (4,14 / 2,31)] / [1 + (4,14 / 2,31)] = 1,358$$

$$m_b = [2 + (2,31 / 4,14)] / [1 + (2,31 / 4,14)] = 1,642$$

$$m = 1,358 \cos^2(56,4^\circ) + 1,642 \sin^2(56,4^\circ) = 1,555$$

$$i_d = (1 - 0,195)^{1,555} = 0,714$$

$$i_b = (1 - 0,195)^{1,555+1} = 0,575$$

Charakteristischer Grundbruchwiderstand unter geneigter Einwirkung:

$$R_{n,k} = 4,14 \cdot 2,31 \cdot (9,5 \cdot 2,31 \cdot 15,0 \cdot 0,83 \cdot 0,575 + 17,0 \cdot 2 \cdot 24,6 \cdot 1,30 \cdot 0,714) = 8927 \text{ kN}$$

Grenzzustandsgleichung für den Fall der gesamten geneigten Einwirkung:

$$R_{n,d} = 8927 / \gamma_{Gr} = 8927/1,40 = \mathbf{6376 \text{ kN}}$$

$$N_d = 2500 \cdot \gamma_G = 2500 \cdot 1,35 = \mathbf{3375 \text{ kN}}$$

$$R_{n,d} > N_d \quad \text{erfüllt}$$

Nachweis der Gleitsicherheit (DIN 1054, 7.5.3)

Charakteristischer Gleitwiderstand:

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_{s,k} = 2500 \cdot \tan 32,5^\circ = 1593 \text{ kN}$$

Charakteristische horizontale Einwirkung:

$$T_k = \sqrt{(270^2 + 407^2)} = 488 \text{ kN}$$

Grenzzustandsgleichung ohne Erdwiderstand:

$$R_{t,d} = 1593 / \gamma_{G1} = 1593/1,10 = \mathbf{1448 \text{ kN}}$$

$$T_d = 488 \cdot \gamma_G = 488 \cdot 1,35 = \mathbf{659 \text{ kN}}$$

$$R_{t,d} > T_d \quad \text{erfüllt ohne Ansatz des Erdwiderstandes}$$

3.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Regelfall)

Nachweis der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden (DIN 1054, 7.6.1)

Die Lage der Sohldruckresultierenden aus den ständigen Einwirkungen muss innerhalb der 1. Kernweite bleiben, welche beim Rechteckfundament durch eine Raute begrenzt wird, deren Ecken auf den Trägheitshauptachsen im Abstand von $a/6$ bzw. $b/6$ liegt.

$$a/6 = 5/6 = 0,833 \text{ m}, \quad b/6 = 2/3 = 0,667$$

$$e_{x,G} = 0,400 \text{ m}, \quad e_{y,G} = 0,200 \text{ m} \quad \text{erfüllt}$$

Nachweis der Verschiebungen in der Sohlfläche (DIN 1054, 7.6.2)

Da beim Nachweis der Gleitsicherheit der Erdwiderstand an der Stirnfläche des Fundaments nicht in Anspruch genommen wurde, darf dieser Nachweis als erbracht angesehen werden.

Nachweis der Setzungen (DIN 1054, 7.6.3 und DIN 4019)

Die Setzung wird nach DIN 4019 ermittelt, da alle Voraussetzungen hierfür erfüllt sind. Hilfsmittel werden den EVB entnommen. Alle Berechnungen erfolgen mit charakteristischen Werten.

$$\text{Grenztiefe } z_e \approx 2 \cdot b' = 4,6 \text{ m (EVB, 5.4)}$$

$$\text{Setzungserzeugende Vertikalspannung: } \sigma_0 = N_k / A' - \gamma \cdot d = 2500 / 9,56 - 17 \cdot 2 = 227,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mittlere Vertikalspannung aus Eigengewicht des Baugrundes: } \sigma_m = \sigma_v(z=0,5z_e) = 2 \cdot 17,0 + 2,31 \cdot 9,5 = 56 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mittlerer Steifemodul: } \min E_m = 35 \cdot (56/100)^{0,63} = 24290 \text{ kN/m}^2$$

$$\max E_m = 35 \cdot ((56 + 0,5 \cdot (227,5 + 0,2 \cdot 77,7)) / 100)^{0,63} = 55245 \text{ kN/m}^2$$

Homogener Baugrund; Setzung im kennzeichnenden Punkt des Fundaments (EVB, Tafel 9.15):

$$a' / b' = 4,14 / 2,31 = 1,79, \quad z_e / b' = 2, \quad \text{damit: } f_K = 0,75$$

$$\text{Setzung: } s = \frac{\sigma_0 \cdot b'}{E_m} \cdot f_K = \frac{227,5 \cdot 2,31}{(24290 \dots 55245)} \cdot 0,75 = 0,016 \dots 0,007 \text{ [m]} \quad (\text{Mittel: } s = \mathbf{0,012 \text{ m}})$$

Zur Beurteilung der Auswirkungen des Setzungsbetrages auf Bauwerke können die Kriterien der EVB, Bild 7.1 verwendet werden. Nimmt man an, dass 30% des absoluten Setzungsbetrages als Differenzsetzungen zwischen den Fundamenten auftreten und die Fundamente im Stützenraster von 5 m angeordnet sind, ergeben sich Winkelverdrehungen von $0,3 \cdot 0,012 / 5 = 1/1389$. Für Mulden- als auch Sattellagerung wäre dieser Wert so gering, dass Rissbildungen erfahrungsgemäß nicht auftreten. Die Zulässigkeit der Setzungen ist damit **nachgewiesen**.

Nachweis der Verdrehungen (DIN 1054, 7.6.4)

Da die zulässige Ausmittigkeit eingehalten ist sowie mitteldichte Lagerung vorliegt, darf davon ausgegangen werden, dass keine unverträglichen Verdrehungen entstehen. Dies wird auch durch den geringen Setzungsbetrag aus o.a. Berechnung bestätigt.

3.4 Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (einfacher Fall)

Das o.a. Beispiel wird vergleichsweise als einfacher Fall nach DIN 1054, 7.7 mit den Tabellenwerten des zulässigen Sohldrucks behandelt. Dies ist möglich, da alle Voraussetzungen erfüllt sind (Tab. 1): Neigung der Resultierenden $\tan \omega = 0,195 < 0,2$, Horizontale Schichtgrenzen, weder dynamische Belastung noch Porenwasserüberdruck, sowie die Voraussetzungen nach Tab. 11.

Der charakteristische vorhandene Sohldruck beträgt

$$\sigma_{\text{vorh}} = \mathbf{227,5 \text{ kN/m}^2}.$$

Der Wert des charakteristischen aufnehmbaren Sohldrucks (Tab. 10, Grundlage ist Grundbruchsicherheit und Setzungsbegrenzung) für Streifenfundamente mit $b' = 2,31 \text{ m}$ und $d = 2,00 \text{ m}$ auf dem vorhandenen Baugrund wird durch lineare Interpolation erhalten und beträgt $\sigma_{\text{zul,Tab}} = 360 - (360 - 310) \cdot 0,31 / 0,5 = 329 \text{ kN/m}^2$.

Eine Erhöhung dieses Wertes um 20% darf aufgrund der gedrungenen Fundamentform ($a'/b' = 1,79 < 2$) vorgenommen werden. Der Tabellenwert muss wegen des hohen Grundwasserstandes um 40% abgemindert und infolge der waagerechten Beanspruchung mit dem Faktor $(1 - \tan \delta)^2$ multipliziert werden. Damit ergibt sich:

$$\sigma_{\text{zul}} = 329 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,195)^2 = \mathbf{154 \text{ kN/m}^2}.$$

Die Grenzzustandsbedingung ist somit **nicht erfüllt**.

Werden vergleichsweise die Werte von Tab. 9 (Grundlage ist Grundbruchsicherheit) verwendet, ergibt sich:

$$\sigma_{\text{zul}} = 700 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,195)^2 = \mathbf{327 \text{ kN/m}^2}.$$

Die Grenzzustandsbedingung ist hier **erfüllt**.

Beim Nachweis mit Tabellenwerten nach DIN 1054, 7.7 ist also in diesem Fall die Setzungsbegrenzung und der hohe Grundwasserstand entscheidend, so dass sich die Durchführung der separaten Nachweise der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und Setzungsberechnung nach DIN 4019 hier lohnt.

Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert
Fachgebiet Geotechnik · Universität Kassel
Mönchebergstraße 7 · 34125 Kassel
Tel.: 0561/804-2630 · Fax.: 0561/804-2651
E-mail: geotech@uni-kassel.de
<http://www.uni-kassel.de/fb14/geotechnik>

SICHERHEITSNACHWEISE FÜR PFAHLGRÜNDUNGEN

1 Einleitung

Die DIN 1054:2003-01 regelt in Abschnitt 8 die Berechnung und Bemessung von Pfahlgründungen weitgehend umfassend. Von besonderer Bedeutung, auch als Grundlage für eine spätere Anwendung der DIN EN 1997-1 (EC7), ist in der neuen DIN 1054 die Zusammenfassung der axialen Pfahlwiderstände für Einzelpfähle mit den nationalen Erfahrungswerten für Bohrpfähle, Verdrängungspfähle und verpresste Mikropfähle aus den bisherigen Normen DIN 4014, DIN 4026 (teilweise) und DIN 4128 (teilweise).

Eine weitere wesentliche Änderung gegenüber der alten DIN 1054:1976-11 ist bei Pfahlgründungen die Wahl von Bezeichnungen, die gegenüber dem bisher in Deutschland üblichen Abkürzungen sich stark geändert haben. Damit werden die Vorgaben der bisher bekannten Entwicklungen in DIN EN 1997-1 (EC7) berücksichtigt, um auch hierfür eine möglichst reibungslose spätere Umstellung auf DIN EN 1997-1 zu ermöglichen.

Es bleibt abzuwarten, in welcher Form die in DIN 1054:2003-01 zusammengefassten nationalen Erfahrungen und Regelungen bei einer späteren Anwendung von DIN EN 1997 (EC7) gesichert werden können, z.B. als nationales Anwendungsdokument usw.

Zum derzeitigen Stand von DIN EN 1997-1 (EC7) siehe *Smoltczyk (2002)*.

2 Herstellung und Ausführung von Pfahlgründungen

Die Herstellung und Ausführung von Pfahlgründungen bisher bekanntlich geregelt in

- DIN 4014:1990-03 „Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten“
- DIN 4026:1975-08 „Rammpfähle; Herstellung Bemessung und zulässige Belastung“
- DIN 4128:1983-04 „Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung“

Geht man davon aus, dass die neue DIN 1054:2003-01 im Laufe des Jahres 2003 bauaufsichtlich eingeführt wird und etwa noch eine Übergangszeit der parallelen Gültigkeit von alter und neuer Normengeneration von etwa drei Jahren gegeben sein wird, dann ergibt sich für die neuen Pfahlausführungsnormen folgende Situation.

- DIN EN 1536:1999-06 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Bohrpfähle“

dazu

- DIN Fachbericht: „Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06“ (erscheint voraussichtlich im Herbst 2003)

und

- Einführungserlass der Länder (zu erwarten wahrscheinlich ab ca. 4. Quartal 2003)

Damit wäre dann die erste Pfahlausführungsnorm nach der neuen Normengeneration bauaufsichtlich eingeführt. Es sei erwähnt, dass dies aber nur in Verbindung mit der neuen DIN 1054:2003-01 („Bemessungsdachnorm“) möglich ist.

In ähnlicher Form ist dann die bauaufsichtliche Behandlung der anderen Pfahlnormen zu erwarten wie

- DIN EN 15699:2001-05 „Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau); Verdrängungspfähle“ (Einführung voraussichtlich 2004)
- DIN EN 14199: Entwurf „Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten; Mikropfähle“ (Zeitliche Entwicklung noch nicht absehbar)

3 Bezeichnungen für die Berechnung von Pfahlgründungen nach alter und neuer Normengeneration

Wie bereits in Abschnitt 1 angesprochen haben sich in DIN 1054:2003-01 teilweise erhebliche Änderungen bei den Bezeichnungen ergeben, die nachfolgend für Pfahlgründungen in Tabelle 1 gegenübergestellt sind.

Tabelle 1. Bezeichnungen bei Pfählen im Vergleich zwischen alter und neuer Normengeneration

DIN 1054: 2003-01	DIN 4014 DIN 4026 DIN 4128	Einheit	Definition
R	Q	MN, kN	Pfahlwiderstand eines Einzelpfahles
R_b	Q_s	MN, kN	Pfahlfußwiderstand eines Einzelpfahles
R_s	Q_r	MN, kN	Pfahlmantelwiderstand eines Einzelpfahles
q_b	σ_s	MN/m ² , kN/m ²	Pfahlspitzenwiderstand
q_s	τ_m	MN/m ² , kN/m ²	Pfahlmantelreibung
τ_n		MN/m ² , kN/m ²	Wert der negativen Mantelreibung
s	s	cm	axiale Pfahlkopfverschiebung, Pfahlkopfsetzung
s_1	s_f	cm	Setzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ1)
s_g	s_g	cm	Grenzsetzung bzw. Bruchsetzung
s_{sg}	s_{rg}	cm	Grenzsetzung für den setzungsabhängigen charakteristischen Pfahlmantelwiderstand
D_s	D, d	m	Pfahlschaftdurchmesser
D_b	D_F , d_F	m	Pfahlfußdurchmesser
A_b	A_F	m ²	Nennwert der Pfahlfußfläche
A_s	A_m	m ²	Nennwert der Pfahlmantelfläche
D_s , a_s	D, b	m	Kantenlänge bzw. Durchmesser eines Einzelpfahles
a_s	b	m	Seitenlänge eines Pfahles mit quadratischem Querschnitt
k_s	k_s	kN/m ³ ; MN/m ³	Bettungsmodul quer zur Pfahlachse
	e	m	Pfahlachsabstand zwischen den Pfählen einer Gruppe
$A_{s,i}$		m ²	Nennwert der Einzelpfahlmantelfläche in der Schicht i
L	L	m	elastische Länge eines Pfahles
q_u	q_u	MN/m ²	einaxiale Druckfestigkeit
q_c	q_s	MN/m ²	Spitzenwiderstand der Drucksonde
N		-	Anzahl der Probelastungen
α_L , α_Q	α_L , α_Q	-	Abminderungsfaktoren bei horizontalen Pfahlgruppen
ξ		-	Streuungsfaktor zur Bewertung von Pfahlprobelastungen
κ		-	Faktor zur Festlegung oberer und unterer Grenzwerte für die aufnehmbare Setzung im GZ 2 von Pfählen
E			Beanspruchung allgemein
F	Q		Einwirkung allgemein
H	H	kN/m	Bemessungswert der Horizontalkomponente der Beanspruchung

4 Grundlagen für die Berechnung und Bemessung nach DIN 1054:2003-01

4.1 Charakteristische Einwirkungen und Beanspruchungen

Bei Pfahlgründungen sind Einwirkungen zu unterscheiden in

- Gründungslasten, z.B. aus dem Bauwerk;
- grundbauspezifischen Einwirkungen (Einwirkungen aus dem Baugrund), z.B. negative Mantelreibung, Seitendruck und Setzungsbiegung;
- dynamische und zyklische Einwirkungen.

Aus den charakteristischen Einwirkungen ergeben sich z.B. folgende charakteristischen Beanspruchungen E_K für die Pfähle:

- $F_{G,k}$ aus ständigen Einwirkungen auf den Pfahlkopf in axialer Richtung
- $F_{Q,k}$ aus veränderlichen Einwirkungen auf den Pfahlkopf in axialer Richtung
- $H_{G,k}$ quer zur Pfahlachse
- $H_{Q,k}$ quer zur Pfahlachse
- $M_{G,k}$ Biegemomente infolge verschiedener ständiger Einwirkungen
- $M_{Q,k}$ Biegemomente infolge verschiedener veränderlicher Einwirkungen

Alle diese Beanspruchungen müssen von den Pfählen über „äußere“ und „innere“ Nachweise aufgenommen werden.

4.2 Charakteristische Widerstände

4.2.1 Allgemeines

Es gibt nach wie vor in Deutschland das Grundprinzip, dass die charakteristischen axialen Pfahlwiderstände nicht über Berechnungsansätze sondern auf der Grundlage von

- statischen Pfahlprobelastungen,
- dynamischen Pfahlprobelastungen oder

- aus Erfahrungswerten

ermittelt werden sollten.

4.2.2 Pfahlwiderstände aus statischen Probelastungen

Analog zu den Bezeichnungen wie in E DIN EN 1997-1 geht DIN 1054:2003-01 von den Widerstands-Setzungs-/Hebungslinien (WSL / WHL) als Messwerte $R_{m,i}$ einer oder mehrerer axialer Pfahlprobelastungen aus. Aus den Messwerten wiederum ist dann die charakteristische WSL bzw. WHL als Grundlage für die Trag- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach Abschnitt 4.3 und 4.4 abzuleiten. Dabei sind zwei Bereiche zu unterscheiden.

(a) Charakteristische Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Für die Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1 aus gemessenen Werten $R_{1m,i}$ sollte sowohl nach DIN 1054:2003-01 wie nach E DIN EN 1997-1 zur Berücksichtigung von Pfahlherstellungseinflüssen und Baugrundunregelmäßigkeiten ein Streuungsfaktor ξ eingeführt werden. Dies war bisher in Deutschland nicht üblich und ist ein Kompromiss im Hinblick auf die spätere DIN EN 1997-1.

Nach DIN 1054:2003-01 ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{1,k}$ in der Regel aus dem Kleinstwert der Probelastungsergebnisse nach Gleichung (1) und Tabelle 2.

$$R_{1,k} = R_{1m,\min} / \xi \quad (1a)$$

$$R_{1,k} = \bar{R}_{1m} / \xi \quad (1b)$$

Tabelle 2. Streuungsfaktor ξ zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen nach DIN 1054:2003-01

Zahl der Probelastungen N	Streuungsfaktor ξ		
	Mittelwert \bar{R}_{1m}		Kleinstwert $R_{1m,\min}$
	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0$	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0,25$	
1	-	-	1,15
2	1,05	1,10	1,05
>2	1,00	1,05	1,00

Kommt es im vorgesehenen Bauwerk zu einer Lastverteilung auf mehrere Pfähle, z. B. durch eine weitgehend starre Kopfplatte, und ist der Variationskoeffizient $s_N / \bar{R}_{1m} \leq 0,25$, darf der Streuungs-

faktor ξ nach Tabelle 2 auf den Mittelwert \bar{R}_{1m} der Probelastungsergebnisse bezogen werden. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. Dabei ist

$$s_N = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\bar{R}_{1m} - R_{1m,i})^2 / (N - 1)} \quad (2)$$

Geht aus der Form der WSL der Grenzwiderstand nicht eindeutig hervor, gilt für die Grenzsetzung

$$s_1 = 0,10 \cdot D_b \quad \text{bzw.} \quad 0,10 \cdot D_s \quad (3)$$

(b) Charakteristische Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Würde man die Festlegungen nach Tabelle 2 auch ganz formal bei vorliegender Lastverteilung auf die gemessenen Widerstände zur Ableitung der charakteristischen WSL im Gebrauchszustand übertragen, käme es gegebenenfalls zu Sprüngen in der charakteristischen WSL, was nicht sachgerecht ist. Deshalb empfiehlt die DIN 1054:2003-01 eine qualifizierte Wichtung der Einzelergebnisse der Probelastungen im Gebrauchszustand und daraus die Ableitung der charakteristischen WSL, die dann auch stetig verlaufen muss.

Zu b) kann aber für praktische Anwendungen folgendes ergänzt werden:

- Sind bei den gemessenen Widerstands-Setzungslinien relativ gleichmäßige bezogene Streuungen der Probelastungsergebnisse unterhalb des Grenzwertes von $s_N/\bar{R}_{1m} = 0,25$ bzw. s_N/\bar{R}_m vorhanden, so können bei der Ableitung der charakteristischen WSL die Streuungsfaktoren ξ über den gesamten Bereich der WSL auf den Mittelwert \bar{R}_m bezogen werden, da dabei keine Sprünge in der WSL auftreten. Für \bar{R}_{1m} in Gleichung (1b) wird dann \bar{R}_m eingesetzt und die Gleichung auf die gesamte WSL angewendet.
- Beim Vorliegen von bezogenen Streuungen oberhalb des Grenzwertes von $s_N/\bar{R}_{1m} = 0,25$ ist der Streuungsfaktor auf den Kleinstwert $R_{m,\min}$ zu beziehen. Auch hierfür kann es zu keinen Sprung in der charakteristischen WSL kommen, wenn die ξ -Werte auf den gesamten Verlauf der WSL von $R_{m,\min}$ angewendet werden.
- Lediglich beim Vorliegen von nicht gleichmäßigen bezogenen Streuungen zwischen den einzelnen Probelastungsergebnissen, die sowohl über als auch unterhalb des Grenzwertes von $s_N/\bar{R}_{1m} = 0,25$ bzw. s_N/\bar{R}_m liegen, kommt es bei der rein formalen Übertragung der ξ -Werte auf die ganze WSL zu Sprüngen in der charakteristischen WSL, da bei der Ableitung in einen Teilbereich der Mittelwert und in einen anderen Teilbereich der Kleinstwert maßgebend wird.

4.2.3 Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen

Nach DIN 1054:2003-01 dürfen unter bestimmten Voraussetzungen auch die Pfahlwiderstände aus dynamischen Pfahlprobelastungen abgeleitet werden. Dabei sind ebenfalls die Streuungsfaktoren ξ nach Tabelle 2 zu berücksichtigen, wobei je nach Vorinformationen aus vergleichbaren statischen Probelastungen und gewählten Verfahren die Anzahl der dynamischen Pfahlprobelastungen bzw. auch die ξ -Faktoren zu erhöhen sind. Die wesentlichen Regelungen der DIN 1054:2003-01 sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3. Erhöhung des Streuungsfaktors ξ nach Tabelle 2 bei der Auswertung von dynamischen Probelastungen

1) Kalibrierung an statischer Probelastung		
Ort der Probelastung	Auswerteverfahren	Erhöhung
gleiches Baufeld	erweitertes Verfahren (z.B. CAPWAP)	keine
	direktes Verfahren (z.B. CASE-Formel)	$\Delta\xi = 0,10$
andere Baumaßnahme	erweitertes Verfahren	$\Delta\xi = 0,05$
	direktes Verfahren	$\Delta\xi = 0,15$
2) Ableitung aus allgemeinen Erfahrungswerten (nur erweitertes Verfahren zulässig)		$\Delta\xi = 0,15$

Anmerkung: Bei der Anwendung der Streuungsfaktoren ξ der Tabelle 2 auf dynamische Probelastungen muss jeweils in der ersten Spalte von Tabelle 2 die doppelte Anzahl an Probelastungen N vorliegen (z.B. statisch $N=1$, dynamisch $N=2$).

4.2.4 Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten

Dazu darf im Wesentlichen für Bohrpfähle das bekannte Verfahren nach Bild 1 verwendet werden.

Für $R_{b,k}(s_1 = s_g)$ gilt eine Grenzsetzung s_1 nach Gleichung (3). Die Grenzsetzung zur Mobilisierung der Mantelwiderstandskraft $R_{s,k}(s_{sg})$ in MN ist für Bohrpfähle

$$s_{sg} = 0,50 \cdot R_{s,k}(s_{sg}) + 0,50 \leq 3,00 \text{ cm} \quad (5)$$

und der charakteristische axiale Pfahlwiderstand des Einzelpfahles ergibt sich dann zu

$$R_k(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = q_{b,k} \cdot A_b + \sum_i q_{s,k,i} \cdot A_{s,i} \quad (6)$$

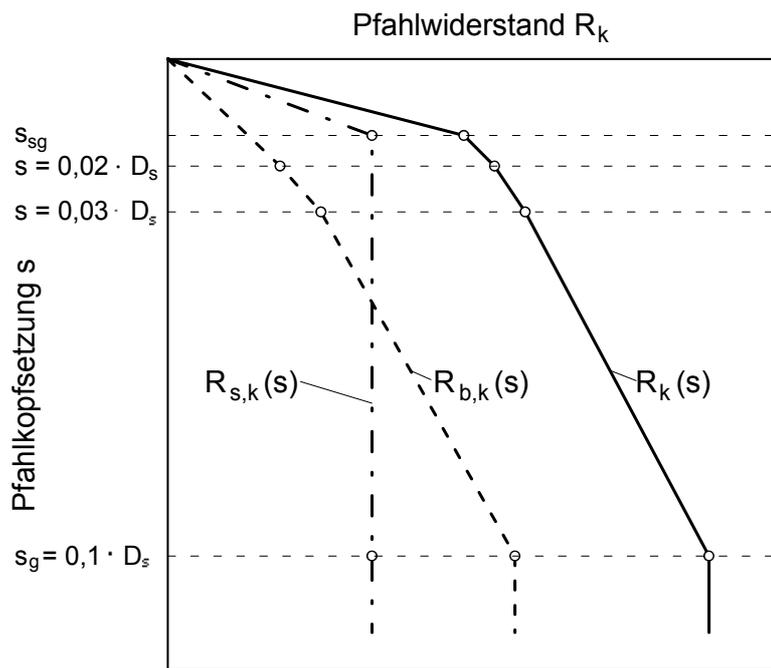


Bild 1. Elemente der charakteristischen Widerstands-Setzungslinie für Bohrpfähle, aus DIN 1054:2003-01; für Pfähle mit Fußverbreiterung wird D_s zu D_b

Hierbei ist:

A_b der Nennwert der Pfahlfußfläche

$A_{s,i}$ der Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht i

$q_{b,k}$ der charakteristische Wert des Pfahlspitzenwiderstandes

$q_{s,k,i}$ der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i

$R_k(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlwiderstand

$R_{b,k}(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlfußwiderstand

$R_{s,k}(s)$ der setzungsabhängige charakteristische Pfahlmantelwiderstand

Bei der Ermittlung einer charakteristischen axialen Pfahlwiderstands-Hebungs-Linie ist für Bohrpfähle

$$s_{sg,zug} = 1,30 \cdot s_{sg} \tag{7}$$

mit s_{sg} nach Gleichung (5) anzusetzen.

In einem informativen Anhang B zur DIN 1054:2003-01 sind die aus Pfahlprobelastungen abgeleiteten charakteristischen Erfahrungswerte für den Pfahlspitzenwiderstand und die Mantelreibung für Bohrpfähle von D_s bzw. $D_b = 0,30$ bis $3,00$ m zusammengestellt. Die Anwendungsvoraussetzungen und Anwendungsgrenzen dieser Tabellenwerte sind ebenfalls DIN 1054:2003-01 zu entnehmen.

Für Verdrängungspfähle und Mikropfähle gilt die Gleichung (6) analog, aber zunächst nur für den Grenzzustand GZ 1 mit

$$R_{1,k} = R_{b1,k} + R_{s1,k} = q_{b1,k} \cdot A_b + \sum_i q_{s1,k,i} \cdot A_{s,i} \quad (8)$$

Hinweise auf charakteristische Erfahrungswerte finden sich im informativen Anhang C und D der DIN 1054:2003-01

4.3 Nachweis der Tragfähigkeit axial belasteter Pfähle

Die aus der aufgehenden Konstruktion resultierenden charakteristischen Einwirkungen F_k auf die Pfähle oder Beanspruchungen E_k sind nach DIN 1054:2003-01 für den Nachweis der Tragfähigkeit im Grenzzustand GZ 1 nach Gleichung (9) mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 4 in Bemessungswerte umzurechnen

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q \quad (9a)$$

$$E_{1,d} = E_{k,G} \cdot \gamma_G + E_{k,Q} \cdot \gamma_Q \quad (9b)$$

Tabelle 4. Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand GZ 1B, aus DIN 1054:2003-01

Einwirkungen	Bezeichnung	DIN 1054:2003-01		
		LF1	LF2	LF3
Ständige Einwirkung	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00

Die Bemessungswerte der Pfahlwiderstände ergeben sich nach Gleichung (10) mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 5.

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_R \quad (10)$$

Tabelle 5. Teilsicherheitsbeiwerte γ_R der Pfahlwiderstände für den Grenzzustand GZ 1B, aus DIN 1054:2003-01

Pfahlwiderstand	DIN 1054:2003-01	
	Bezeichnung	LF1 - LF3
Druckpfahlwiderstand bei Probelastung	γ_{Pc}	1,20
Zugpfahlwiderstand bei Probelastung	γ_{Pt}	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund Erfahrungswerten	γ_P	1,40

Für den Nachweis der Tragfähigkeit des Einzelpfahles ist die Grenzzustandsbedingung

$$F_{1,d} \leq R_{1,d} \quad (11a)$$

$$E_{1,d} \leq R_{1,d} \quad (11b)$$

einzuhalten.

4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit axial belasteter Pfähle

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für den Grenzzustand GZ 2 ist nach Gleichung (12) zu führen.

$$F_{2,d} = F_{2,k} \leq R_{2,d} = R_{2,k} \quad (12a)$$

$$E_{2,d} = E_{2,k} \leq R_{2,d} = R_{2,k} \quad (12b)$$

Von besonderer Bedeutung bei dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis ist die Abschätzung von Setzungsdifferenzen zwischen den Einzelpfählen einer Gruppe oder von durch Einzelpfähle oder Pfahlgruppen gestützten Widerstandspunkten eines aufgehenden Tragwerkes, die einen Grenzzustand der Tragfähigkeit in der aufgehenden Konstruktion bewirken können.

Herstellungsbedingte Setzungsdifferenzen sind bei Pfählen abhängig von der Größe der Setzungen s_2 und vom Pfahltyp. Die Größenordnungen können nach *Kempfert* (2000) liegen bei

- Bohrpfahlgründungen: $\Delta s/s_2 \cong 1/3$
- Verdrängungspfahlgruppen: $\Delta s/s_2 \cong 1/4$

Bild 2 zeigt das empfohlene Vorgehen nach DIN 1054:2003-01, wobei Bild 2a das bisher übliche Verfahren darstellt, bei der eine zulässige Setzung, hier als s_2 bezeichnet, als Vorgabe aus der

Tragwerksplanung zugrunde gelegt wird. Dieses Vorgehen setzt allerdings geringe zu erwartende Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen voraus.

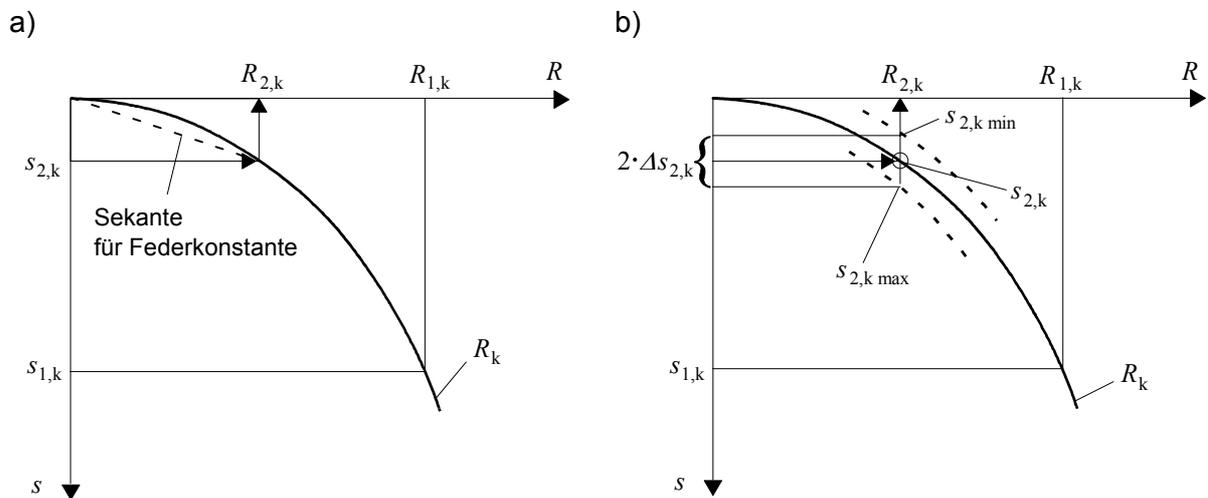


Bild 2. Ableitung der Pfahlwiderstände R_2 abhängig davon, ob geringe oder erhebliche Setzungsdifferenzen zu erwarten sind nach DIN 1054:2003-01:

- bei zu erwartenden geringen Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen,
- bei zu erwartenden erheblichen Setzungsdifferenzen zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen

Bild 2b beschreibt den Fall von zu erwartenden größeren Setzungsdifferenzen im Gebrauchszustand zwischen den Pfählen oder Pfahlgruppen. Dabei soll die auftretende zwängungserzeugende Setzungsdifferenz mit

$$\Delta s_{2,k} = \chi \cdot s_{2,k} \quad (13)$$

abgeschätzt werden. Der Faktor χ ist abhängig von der Pfahlherstellung, der Baugrundsichtung und der Stellung der Pfähle innerhalb der Gründung. Ein Anhaltswert könnte für eine erste Abschätzung $\chi = 0,15$ sein, wenn keine weitergehenden Untersuchungen erfolgen.

Die Ermittlung der Pfahlgruppensetzung im Gebrauchszustand bei Spitzendruckpfählen kann nach DIN 1054:2003-01 abgeschätzt werden. Für die Rückwirkung der Einzelpfähle innerhalb der Gruppe auf die aufgehende Konstruktion empfiehlt es sich, das Setzungsverhalten der Pfähle mit Federkonstanten zu beschreiben, die aus der Sekante für den voraussichtlich maßgebenden Belastungsbereich an der WSL der Einzelpfähle abzuleiten sind (siehe Bild 2a). Weitergehende Hinweise mit Beispielen finden sich in *Bergfelder (1999)*.

4.5 Weitere Hinweise

Zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von

- quer zur Pfahlachse belastete Pfähle einschließlich Widerstände,
- Pfahlgruppen und
- Kombinierte Pfahl- Plattengründungen

siehe z.B. Kempfert/Smoltczyk (2001).

Der „Pfahlausschuss“ der DGGT ist derzeit damit befasst detaillierte Hinweise für axial belastete Pfahlgruppen analog zu den Hinweisen für quer zur Pfahlachse belastete Pfahlgruppen nach Anhang E der DIN 1054:2003-01 abzuleiten.

5 Berechnungsbeispiel für axial belastete Einzelpfähle aus Pfahlprobelbelastungen

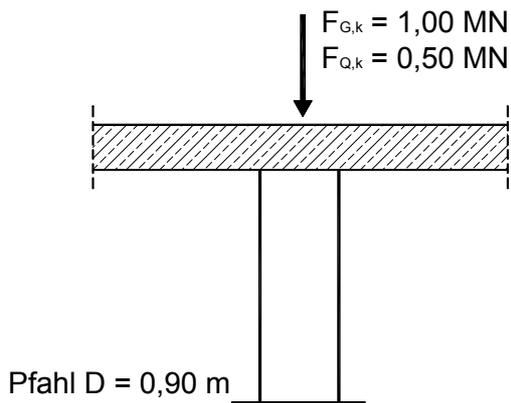
5.1 Aufgabenstellung und Ermittlung von charakteristischen Widerstands-Setzungslinien

Bild 3a zeigt eine Gründungssituation mit einem Pfahldurchmesser $D = 0,90$ m und einer ständigen Last $F_{G,k} = 1,0$ MN sowie der veränderlichen Last $F_{Q,k} = 0,5$ MN. Ausgeführt werden zwei Pfahlprobelbelastungen, deren Ergebnisse als Messwerte $R_{m,min}$ und $R_{m,max}$ in Bild 3 und Tabelle 6 enthalten sind. Die Grenzsetzung wird mit Gleichung (3) zu $s_1 = 0,1 \cdot 90$ cm = 9 cm festgelegt.

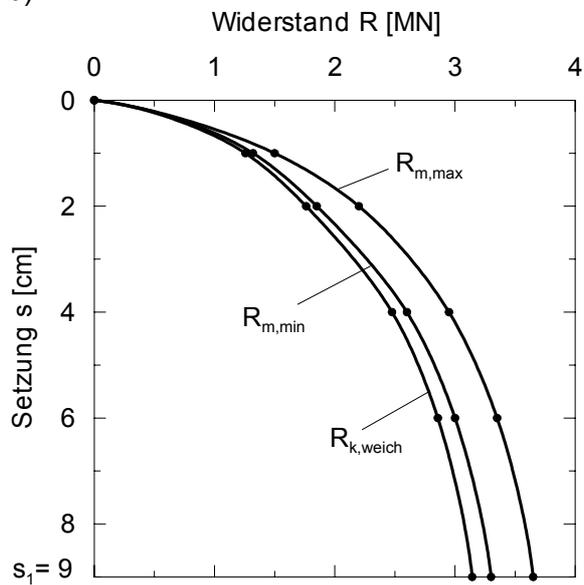
Die charakteristischen WSL leitet sich aus den Messwerten nach DIN 1054:2003-01 wie folgt ab. Werden die Lasten des Tragsystems in Bild 3a nicht gleichmäßig auf mehrere Pfähle verteilt, wird von einer „weichen“ Kopfplatte ausgegangen, d. h. die charakteristischen Werte der WSL werden auf den Kleinstwert der Messung $R_{m,min}$ bezogen. Der Streuungsfaktor ist $\xi = 1,05$ nach Tabelle 2. Bild 3b zeigt die damit abgeleitete charakteristische WSL.

Bei weitgehend starrer Kopfplatte und Lastverteilung auf mehrere Pfähle, darf der charakteristische Pfahlwiderstand aus den Mittelwerten der Probelastungen abgeleitet und ξ durch Interpolation berechnet werden, wenn wie im vorliegenden Fall die bezogenen Streuungen von $s_N/\bar{R}_m \leq 0,25$ sind, so dass die ξ -Werte nach Abschnitt 4.2.2 hier auf die gesamte WSL angewendet werden können, ohne dass Sprünge zu erwarten sind. Die sich ergebende charakteristische WSL zeigt Bild 3c.

a)



b)



c)

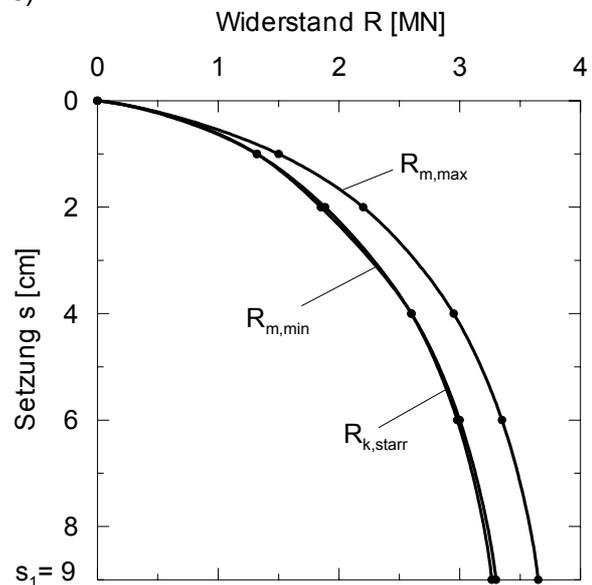


Bild 3. Beispiel zur Ableitung der charakteristischen WSL aus Pfahlprobelastungen

- a) System und Beanspruchung
- b) Ableitung nach DIN 1054:2003-01 ohne Lastverteilung (weiches System)
- c) Ableitung nach DIN 1054:2003-01 mit Lastverteilung (starres System)

Tabelle 6. Ergebnisse von zwei Probelastungen und Ableitung der charakteristischen WSL für ein weiches bzw. starres System

Setzung s [cm]	$R_{m,min}$ [MN]	$R_{m,max}$ [MN]	\bar{R}_m [MN]	ξ_{weich} [-]	$R_{k,weich}$ = $R_{m,min}/\xi_{weich}$ [MN]	s_N / \bar{R}_{1m} [-]	ξ_{starr} [-]	$R_{k,starr}$ = $R_{m,mittel}/\xi_{starr}$ [MN]
0	0	0	0	1,05	0	0	0	0
1	1,32	1,50	1,410	1,05	1,257	0,090	1,0681	1,320
2	1,85	2,20	2,025	1,05	1,762	0,122	1,0744	1,885
4	2,60	2,95	2,775	1,05	2,476	0,089	1,0678	2,598
6	3,00	3,35	3,175	1,05	2,857	0,077	1,0656	2,980
9	3,30	3,65	3,475	1,05	3,143	0,071	1,0642	3,265

5.2 Nachweis der Tragfähigkeit

Für das Beispiel von Pfahlprobelastungsergebnissen nach Abschnitt 5.1, Bild 3, ergeben sich die Nachweise der Tragfähigkeit wie folgt, wobei die maßgeblichen charakteristischen Widerstands-Setzungslinien nochmals in Bild 4 zusammengefasst sind.

- Bei unabhängig voneinander wirkenden Einzelpfählen (weiches System):

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,35 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,50 = 2,10 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_{Pc} = 3,143 \text{ MN} / 1,20 = 2,619 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,619 \text{ MN}$$

- Bei Lastverteilung z. B. durch starre Kopfplatte (starres System):

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_{Pc} = 3,265 \text{ MN} / 1,20 = 2,721 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,721 \text{ MN}$$

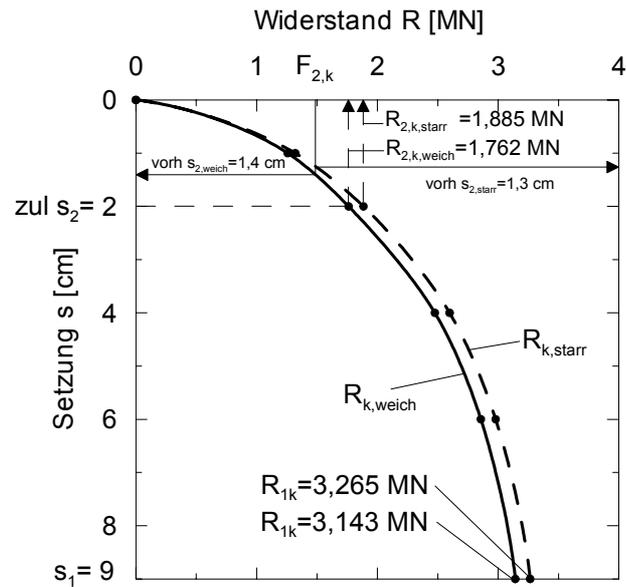


Bild 4. Beispiel zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für die Pfahlprobelastungsergebnisse von Bild 3

5.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Ergeben sich bei der Vorgabe einer zulässigen Setzung $s_2 = 2,0 \text{ cm}$, z. B. aus der Tragwerksplanung, und der charakteristischen Last $F_{2,k}$

$$F_{2,k} = F_{2,d} = \gamma_G \cdot F_{G,k} + \gamma_Q \cdot F_{Q,k} = 1,00 \cdot 1,00 \text{ MN} + 1,00 \cdot 0,50 \text{ MN} = 1,50 \text{ MN}$$

wie Bild 4 zeigt, Pfahlwiderstände von

$$R_{2,k} = R_{2,d} = 1,762 \text{ MN (weiches System)}$$

$$R_{2,k} = R_{2,d} = 1,885 \text{ MN (starres System)}$$

Damit ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für den Grenzzustand GZ 2

$$E_{2,d} \leq R_{2,d}$$

erfüllt.

6 Beispiele zur Ermittlung der axialen Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen und Erfahrungswerten

6.1 Dynamische Pfahlprobelastungen

Für eine Gründung auf Stahlbetonverdrängungspfählen mit einem quadratischen Querschnitt ($a_s = 0,30 \text{ m}$) wurden zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Die dynamischen Probelastungen werden an einer statischen Probelastung von einem anderen, vergleichbaren Baufeld kalibriert. Die Auswertung nach der CASE-Formel ergab folgende Messwerte für die Pfahlwiderstände im Grenzzustand GZ 1:

$$R_{1m,1} = 0,875 \text{ MN}$$

$$R_{1m,2} = 0,950 \text{ MN}$$

$$R_{1m,3} = 1,050 \text{ MN}$$

$$R_{1m,4} = 1,100 \text{ MN}$$

$$R_{1m,5} = 1,225 \text{ MN}$$

Die Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes $R_{1,k}$ erfolgt zunächst analog zum Vorgehen in Abschnitt 5.1. Im Fall einer „weichen“ Kopfplatte wird der charakteristische Pfahlwiderstand auf den Kleinstwert der Messungen $R_{m,min}$, beim Vorhandensein einer starren Kopfplatte auf den Mittelwert \bar{R}_m bezogen. Die anzusetzenden Streufaktoren ξ ergeben sich aus der Tabelle 2, wobei zu beachten ist, dass bei dynamischen Probelastungen von der zweifachen Anzahl erforderlicher Probelastungen auszugehen ist. Je nachdem welches Auswerteverfahren angewandt wird sind die Streufaktoren ξ entsprechend den Angaben der Tabelle 3 zu erhöhen.

Die Ergebnisse der Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes $R_{1,k}$ aus den dynamischen Pfahlprobelastungen enthält Tabelle 7.

Tabelle 7. Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{1,k}$ aus 5 dynamischen Pfahlprobelastungen für ein weiches bzw. starres System nach DIN 1054:2003-01.

$R_{m,min}$	$R_{m,max}$	\bar{R}_m	ξ_{weich}	$\Delta\xi$	$R_{1,k,weich}$ = $\frac{R_{m,min}}{\xi_{weich} + \Delta\xi}$	s_N / \bar{R}_{1m} [MN]	ξ_{starr}	$\Delta\xi$	$R_{1,k,starr}$ = $\frac{R_{m,mittel}}{\xi_{starr} + \Delta\xi}$
[MN]	[MN]	[MN]	[-]	[-]	[MN]	[-]	[-]	[-]	[MN]
0,875	1,225	1,040	1,00	0,15	0,761	0,130	1,026	0,15	0,884

6.2 Axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten

In Bild 5 (Beispiel aus DIN 4014) sind die erforderlichen Informationen über Bodenart, Baugrundfestigkeit und Pfahlgeometrie zur Bestimmung des axialen Pfahlwiderstandes $R_k(s)$ anhand von Erfahrungswerten zusammengestellt.

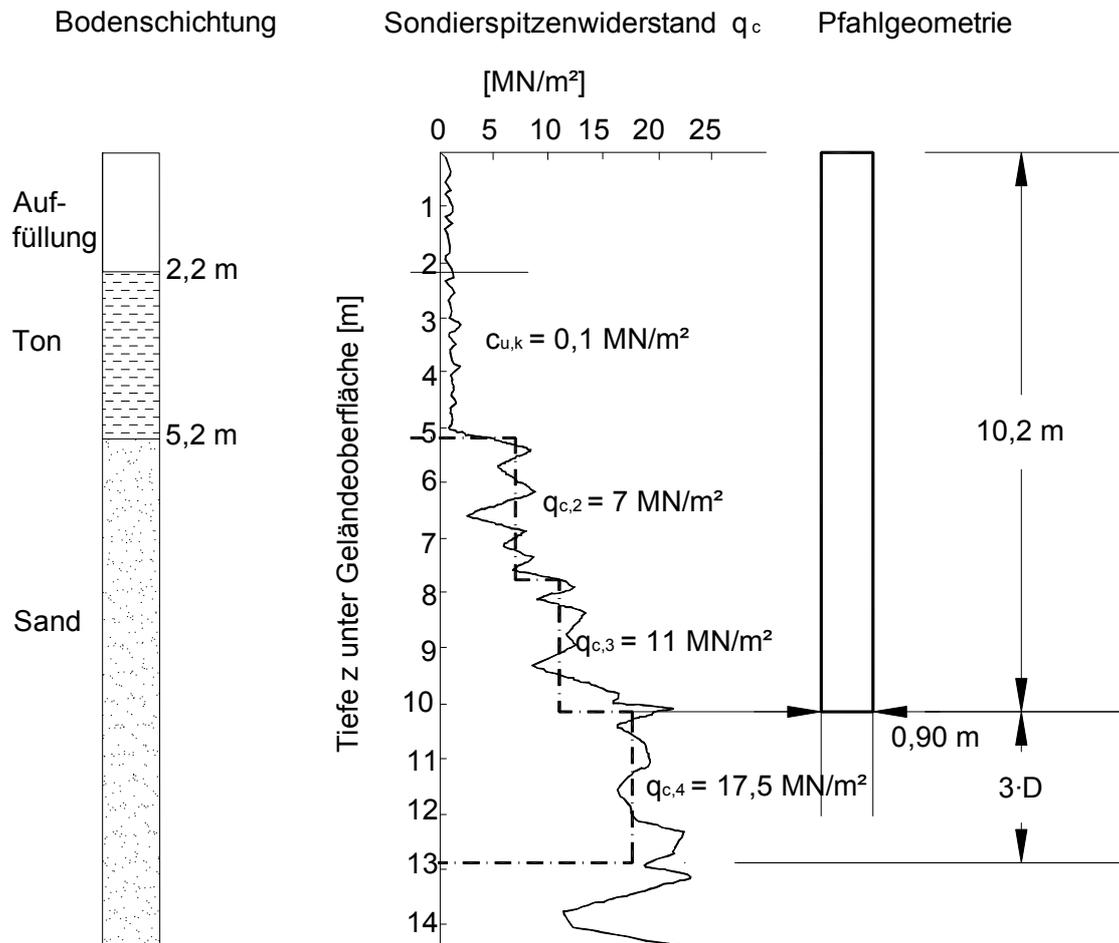


Bild 5. Bodenprofil, Sondierdiagramm und Maße für ein Anwendungsbeispiel zur Ermittlung der Widerstandssetzungslinie

(1) Bestimmung des Pfahlmantelwiderstandes $R_{s,k}$:

Der Boden im Bereich bis 2,2 m unter Geländeoberfläche liefert keinen nennenswerten Sondierwiderstand. Für die Festigkeit der Tonschicht ist die Kohäsion im undrainierten Zustand $c_{u,k}$ maßgebend. Zur Bestimmung der Bodenfestigkeit im Bereich der Sandschicht wird der Sondierwiderstandsverlauf in Abschnitte mit bereichsweise konstantem „vorsichtigem Mittelwert“ unterteilt.

Aus den Tabellen B.3 bzw. B.4 der DIN 1054:2003-01 ergeben sich die Bruchwerte der Mantelreibung im Bereich des Sandes bzw. des Tones und mit den zugehörigen Pfahlumfangsflächen der Bruchwert für die Pfahlmantelwiderstände $R_{s,k,i}$ nach Tabelle 8.

Aus dem Bruchwert für den Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k}$ wird die Setzung für die Mantelreibung s_{sg} in cm mit $R_{s,k}$ in MN nach folgender Zahlenwertgleichung:

$$s_{sg} = 0,5 \cdot R_{s,k} + 0,5$$

ermittelt. Mit den Zahlenwerten des Berechnungsbeispiels ergibt sich dann für die Pfahlkopfsetzung

$$s_{sg} = 0,5 \cdot 1,375 + 0,5 = 1,2 \text{ cm}$$

Tabelle 8. Bruchwert für den Pfahlmantelwiderstand

Schicht i [m]	$A_{s,i}$ [m ²]	$c_{u,k,i}$ bzw. $q_{c,i}$ [MN/m ²]	$q_{s,k,i}$ [MN/m ²]	$R_{s,k,i}$ [MN]
2,2 bis 5,2	8,48	0,1	0,04	0,339
5,2 bis 7,7	7,07	7	0,056	0,396
7,7 bis 10,2	7,07	11	0,088	0,622

$$R_{s,k} = 1,357 \text{ MN}$$

(2) Bestimmung des Pfahlfußwiderstandes $R_{b,k}$:

Zur Ermittlung von $R_{b,k}$ wird in einem Bereich von $3 \cdot D$ (hier: $3 \cdot D = 2,7 \text{ m}$) unter dem Pfahlfuß eine mittlere Bodenfestigkeit angesetzt. Aus dem Sondierdiagramm in Bild 5 erhält man für diesen Bereich einen mittleren Sondierspitzenwiderstand von $q_c = 17,5 \text{ MN/m}^2$.

Unter Verwendung der in Tabelle B.1 der DIN 1054:2003-01 angegebenen Zahlenwerte und unter Berücksichtigung des zuvor ermittelten Wertes von q_c kann der Pfahlspitzenwiderstand errechnet werden. Die Tabelle 9 enthält die so ermittelten Zahlenwerte.

Tabelle 9. Pfahlfußwiderstand

Bezogene Setzung s/D	$q_{b,k}$ [MN/m ²]	$R_{b,k}(s)$ [MN]
0,02	1,2	0,76
0,03	1,6	1,02
0,10	3,2	2,04

Da die Angaben für Pfahlwiderstand und Pfahlmantelreibung nach Anhang B der DIN 1054:2003-01 bereits charakteristische Werte sind, braucht kein Anpassungsfaktor ξ ($\xi = 1,0$) berücksichtigt werden.

In Tabelle 10 ist der aus Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstand errechnete Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung angegeben. Aus der Widerstands-Setzungslinie nach Bild 6 ergibt sich zu jedem Pfahlwiderstand R_k die zugehörige Setzung des Pfahlkopfes.

Tabelle 10. Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung

Bezogene Setzung s/D	Pfahlkopfsetzung [cm]	$R_{s,k}(s)$ [MN]	$R_{b,k}(s)$ [MN]	$R_k(s)$ [MN]
	$s_{sg} = 1,2$	1,36	0,51	1,87
0,02	1,8	1,36	0,76	2,12
0,03	2,7	1,36	1,02	2,38
0,10	9,0	1,36	2,04	3,40

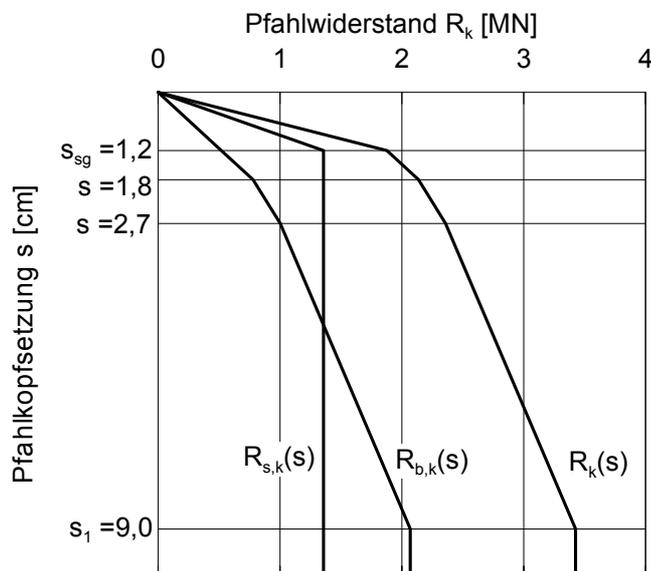


Bild 6. Widerstands-Setzungslinie

7 Berechnungsbeispiel für einen quer zur Pfahlachse belasteten Einzelfahl

7.1 Einwirkungen und Bodenwiderstände als Grundlage für die Bauteilbemessung des Pfahles

Das Pfahlsystem und die weiteren Angaben enthält Bild 7. Im Einzelnen sind folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- a) Die charakteristische Pfahlbeanspruchung ergibt sich

- aus ständigen Einwirkungen: $F_{G,k} = 3,333 \text{ MN}$,
- aus veränderlichen Einwirkungen: $F_{Q,k} = 2,0 \text{ MN}$,
- aus horizontalen ständigen Einwirkungen: $H_{G,k} = 0,7 \text{ MN}$,
- aus horizontalen veränderlichen Einwirkungen: $H_{Q,k} = 0,4 \text{ MN}$.

b) Bettungsmoduln

siehe Bild 7

c) Begrenzung der Normalspannung zwischen Pfahl und Boden

$$e_{ph,k} = \gamma \cdot z \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_k}{2}\right)$$

d) Begrenzung des seitlichen Bodenwiderstandes

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$$

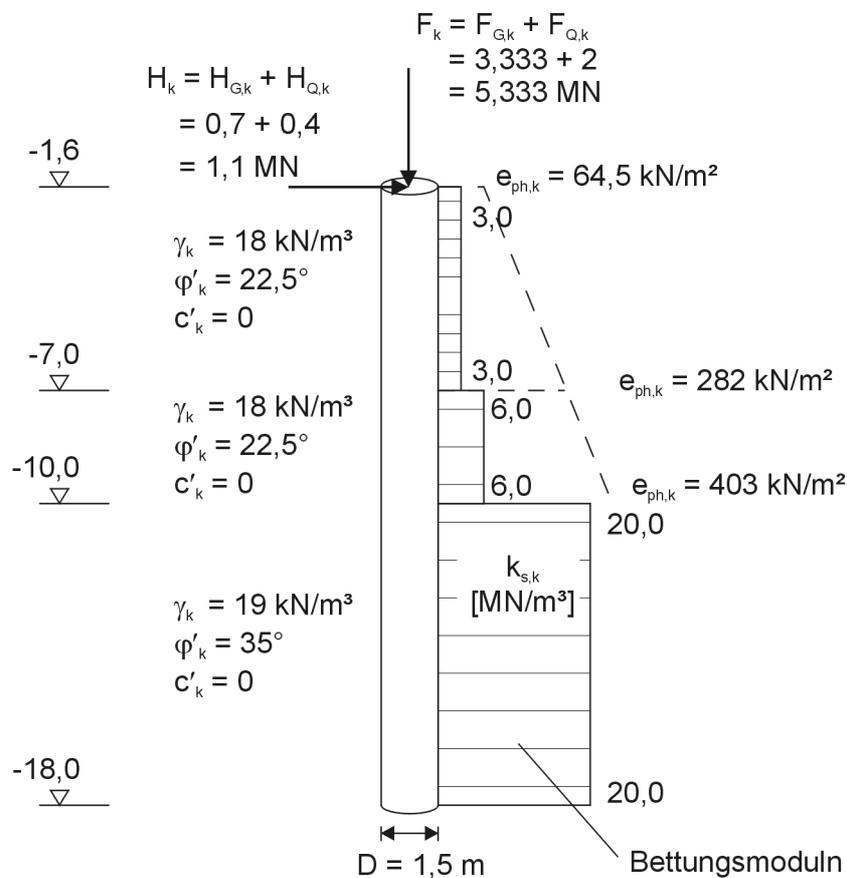
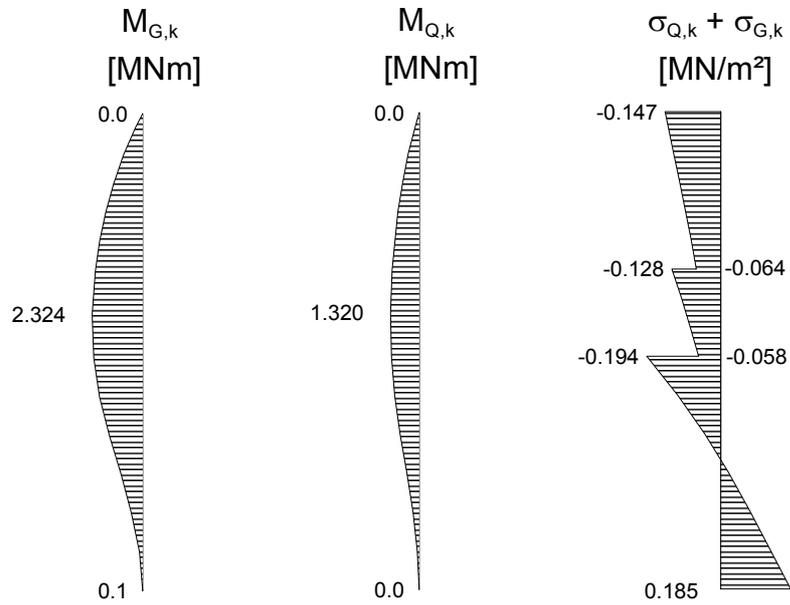


Bild 7. Zusammenstellung der Randbedingungen für die Pfahl-Bauteilbemessung

7.2 Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen und Spannungen

a) Berechnungsergebnis der charakteristischen Beanspruchungen (Momente, Bodenspannungen)



b) Erdwiderstandsspannung und abgeminderter Bettungsmodul

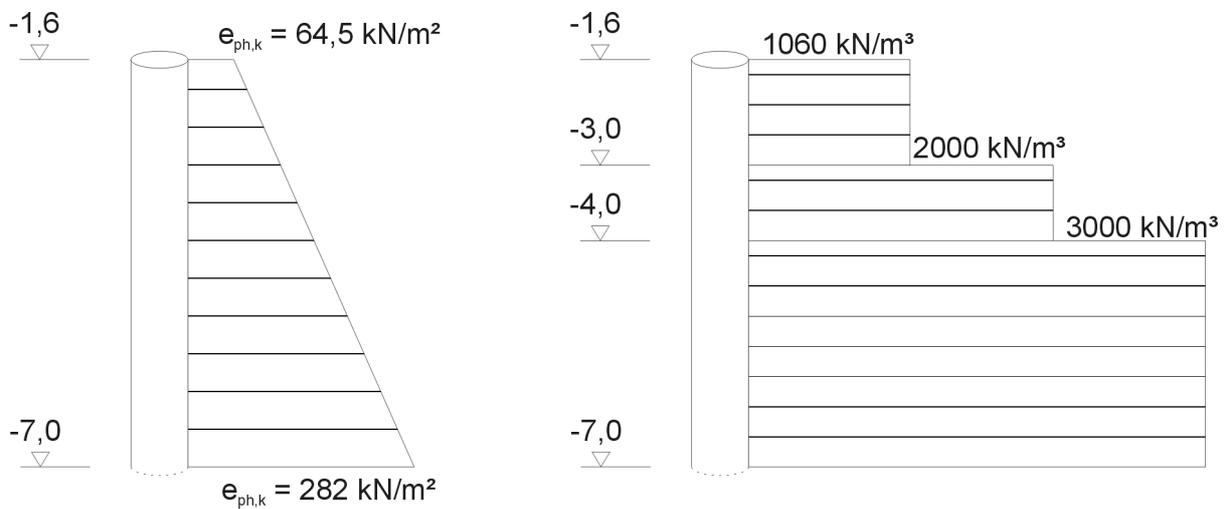
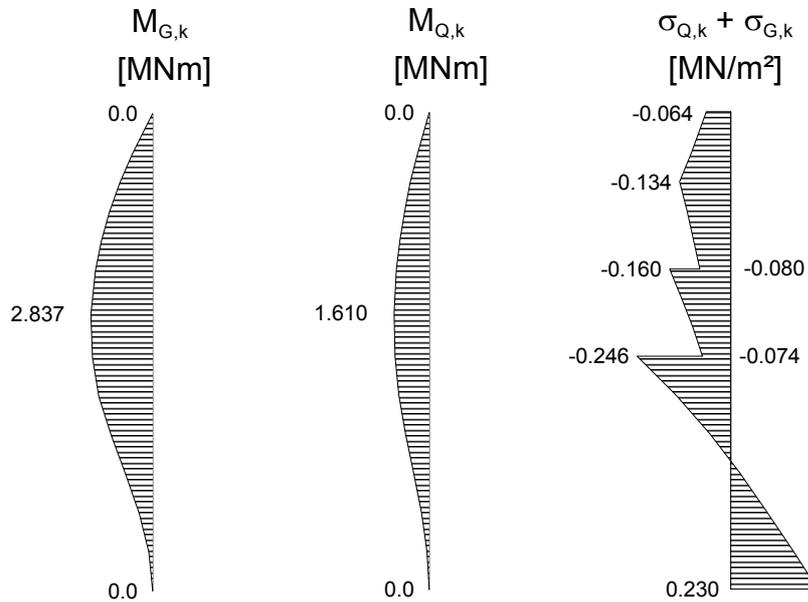


Bild 8. Charakteristischer ebener Erdwiderstand und Modifizierung der Bettungsmoduln

a) Berechnungsergebnis der charakteristischen Beanspruchungen (Momente, Spannungen)



b) Bemessungsschnittgrößen (Pfahlbemessung)

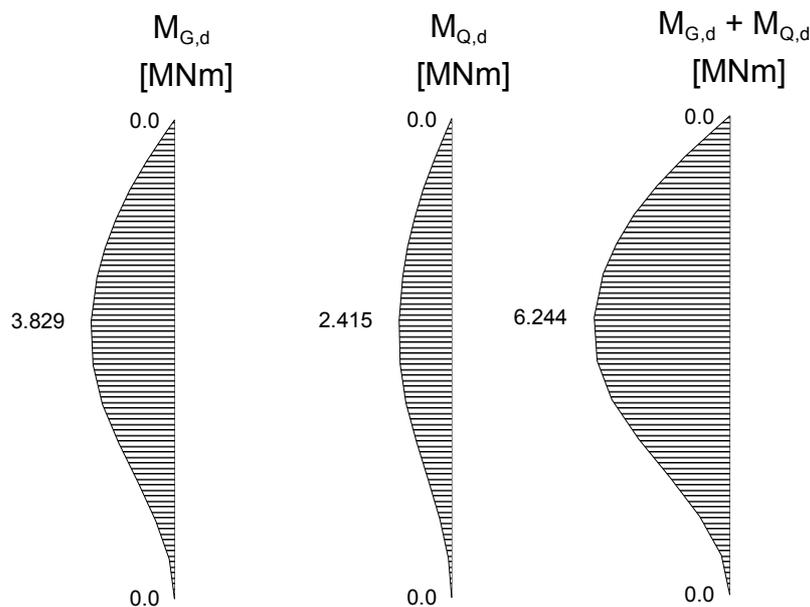


Bild 9. Berechnungsergebnisse mit abgemindertem Bettungsmoduln

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen ist nachzuweisen, dass der seitliche Bodenwiderstand nicht größer angesetzt worden ist, als es der Bemessungswert des Erdwiderstandes für den entsprechenden Teil der Einbindetiefe zulässt. In Tabelle 11 sind der Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft $B_{h,d}$ dem Bemessungswert der Horizontalkomponente des räumlichen Erdwiderstandes $E_{ph,d}^r$ gegenübergestellt.

Tabelle 11. Nachweis des seitlichen Bodenwiderstandes

Tiefe	$E'_{ph,d}$ [kN]	$B_{h,d}$ [kN]
- 3,0	267,9	175,2
- 4,0	611,6	377,4

8 Weitere Hinweise und Erläuterungen zur DIN 1054

In einem Kommentar zur DIN 1054:2003-01 werden sowohl die Einsprüche zum Gelbdruck sowie weitgehende technische Hinweise und Erläuterungen gegeben. Für den Abschnitt 8 „Pfahlgründungen“ der DIN 1054:2003-01 finden sich die weitergehenden Erläuterungen in *Kempfert (2003)*.

9 Literatur

Bergfelder, J. (1999): Zur Wechselwirkung zwischen Pfahlgründungen und Tragwerk. Pfahl-Symposium. TU Braunschweig, Heft 60, S. 29-48.

Kempfert, H.-G. (2003): Kommentar zur DIN 1054; Abschnitt 8 „Pfahlgründungen“ und Abschnitt 9 „Verankerungen mit Verpressankern“(in Vorbereitung).

Kempfert, H.-G. / Smoltczyk, U. (2001): Abschnitt 3.2 „Pfahlgründungen“. In: Grundbautaschenbuch, Teil 3: Gründungen. 6. Auflage, Ernst & Sohn.

Smoltczyk, U. (2003): Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik nach Eurocode 7 – ein Ausblick. Tagungsband „Bemessung und Erkundung in der Geotechnik DIN 1054 / DIN 4020“. Beuth Verlag.



Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Geländesprüngen auf der Grundlage der DIN 1054

1. Grundlagen der Berechnung

Böschungen und Geländesprünge werden nach DIN 1054:2003-01 Abschnitt 12 im Grenzzustand GZ 1C berechnet. Der Geltungsbereich ist in Abschnitt 12.1.1 festgelegt:

- (1) Dieser Abschnitt gilt für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit von Geländesprüngen im Sinne eines Böschungs- oder Geländebruchs nach DIN 4084. Hierbei werden im Wesentlichen die nachfolgend genannten Konstruktionen erfasst.
- (2) Hänge, Böschungen und Dämme, die nicht oder nur durch eine Oberflächenabdeckung gesichert sind. Im Grenzzustand GZ 1 kann ein Erdkörper mit geneigter Geländeoberfläche aufgrund seines Eigengewichtes, gegebenenfalls auch unter zusätzlichem Einfluss von Bauwerkslasten oder infolge einer zusätzlichen Wirkung von Strömungsdruck, in Form eines Böschungsbruchs als Ganzes abrutschen (siehe 12.3).
- (3) Nicht verankerte Stützbauwerke in Form von Gewichtsstützwänden, z.B. massive unbewehrte Stützwände, Winkelstützwände, Raumgitterkonstruktionen, Stützkonstruktionen aus Gabionen, sowie nicht gestützte, im Boden eingespannte Wände, z.B. Spundwände, Bohrpfahlwände, Schlitzwände, Trägerbohlwände. Sie können im Grenzzustand GZ 1 zusammen mit dem Boden im Bereich des abgestützten Geländesprunges als Ganzes verschoben werden oder abrutschen (siehe 12.3).
- (4) Einfach oder mehrfach durch Anker oder Zugpfähle verankerte Stützwände, z.B. Spundwände, Schlitzwände, Bohrpfahlwände, Trägerbohlwände, die durch ihre Fußeinbindung waagerechte und senkrechte Kräfte in den Baugrund übertragen können. Sie können im Grenzzustand GZ 1 zusammen mit dem von den Ankern bzw. den Zugpfählen erfassten Boden oder auf Gleitflächen, welche einen Teil der Zugglieder schneiden, abrutschen (siehe 12.3).
- (5) Konstruktive Böschungssicherungen, z.B. Hangverdübelung, Felsverankerung, Bodenvernagelung, Elementwand, geotextilbewehrte Böschungen und geotextilbewehrte Konstruktionen sowie Bewehrte-Erde-Bauwerke, die dadurch gekennzeichnet sind, dass die Außenhaut außer ihrem Eigengewicht keine weiteren waagerechten oder senkrechten Auflagerlasten in den Baugrund eintragen kann. Diese Sicherungskonstruktionen können im Grenzzustand GZ 1 zusammen mit dem von den Zugelementen erfassten Boden oder auf Gleitflächen, welche die Zugelemente schneiden, als Ganzes abrutschen (siehe 12.4).

2. Aufgaben des Nachweises der Sicherheit von Böschungen und Geländesprüngen und Vorgehen bei der Führung des Nachweises

Der Nachweis der Sicherheit von Böschungen und Geländesprüngen soll zeigen, dass das Abrutschen eines Erdkörpers an einer Böschung, einem Hang oder an einem Geländesprung, gegebenenfalls einschließlich des Stützbauwerks und eines Teils des umgebenden Bodens infolge Ausschöpfens des Scherwiderstands des Bodens und eventuell vorhandener Bauteile, nicht auftreten kann, bzw. dass die akzeptierten Sicherheiten eingehalten sind. Der rutschende Erdkörper kann sich dabei selbst verformen oder als annähernd starrer Körper abrutschen. Der Nachweis der Geländebruchsicherheit dient hierbei insbesondere der Ermittlung der Abmessungen der konstruktiven Elemente



(i.d.R. die Länge der Zugglieder). Vom Grundsatz her gilt dieser Nachweis auch für die Einbindetiefe der Wände, nach DIN 1054 wird sie aber aus der Wandstatik nach GZ 1B ermittelt.

Bei der Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Geländesprüngen wird ein „äußerer Schnitt“ zugrunde gelegt, bei dem die Stützwand in die Gleitkörper einbezogen ist. Der Fußwiderstand eines Geländesprungs ergibt sich hierbei aus dem Widerstand des Bodens vor dem Wandfuß bei voller Mobilisierung der Scherfestigkeit. Bei starrer Fußstützung der Stützwand, z.B. durch eine Betonsole, erfährt die Stützwand im Grenzzustand statt einer Translation eine Rotation, die mit den in der DIN 4084¹ angegebenen Verfahren behandelt werden kann, wenn die für Gleichgewicht erforderliche Fußstützkraft in Verbindung mit einer dreieckförmigen Erddruckverteilung angesetzt wird [Goldscheider, ...].

Den maßgebenden Bruchmechanismus kann man nicht errechnen. Er ist aus den kinematisch möglichen durch eine Extremwertsuche zu finden (Suche des höchsten Ausnutzungsgrades μ oder der geringsten aufnehmbaren Zusatzkraft ΔT). Dies bedingt i.d.R. einen hohen rechnerischen Aufwand, da die Form des maßgebenden Bruchmechanismus nicht bekannt ist. Daher ist das Bedürfnis seitens der Praxis nach Einengung der zu untersuchenden Mechanismen und nach Reduzierung des rechnerischen Aufwandes groß. Das darf aber nicht dazu führen, daß statisch und kinematisch unzulässige Vereinfachungen getroffen werden. Die bodenmechanischen und geologischen Zusatzinformationen hinsichtlich Scherfestigkeitsunterschiede, Schichtenverlauf, Entwässerungseigenschaften, Rutschempfindlichkeit, vorgegebene Schwächezonen, Kluft- und Schichtflächen u.a. sind daher wichtig, um den Ermessensspielraum bei den denkbaren Bruchmechanismen einzuengen und die wirklich in Frage kommenden zu finden. Einige für die Praxis relevante Vorgaben sind in der DIN 4084 zusammengefaßt.

3. Bruchmechanismen für Böschungen und Geländesprünge

Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit sind alle in Frage kommenden Bruchmechanismen zu prüfen, durch die ein Versagen des Bauwerks eintreten kann. Die relevanten Mechanismen sind zu untersuchen. Bei der Frage, welche Mechanismen relevant sind, gibt DIN 4084 einige Hinweise. Dort heißt es in Abschnitt 7:

- bei Böschungen in homogenen oder annähernd homogenen Böden, bei denen keine konstruktiven Elemente mitwirken, sowie bei Geländesprüngen mit mächtigem weichem Untergrund genügt es, Kreise als Gleitlinien anzunehmen,
- bei Böschungen in Böden mit einem Reibungswinkel $> 5^\circ$ genügt es nach Taylor, Böschungsfußkreise zu untersuchen (Beispiele widersprechen dieser Empfehlung), bei weichen bindigen Böden treten Bruchfiguren auf, die als Böschungsgrundbruch bezeichnet werden und tief einschneiden,
- bei Böschungen in nichtbindigen trockenen oder vollständig wassergesättigten Böden die allein unter Eigenlast stehen, fällt die ungünstigste Gleitlinie mit der Böschungsoberfläche zusammen,
- bei Böschungen, bei denen die oberste Schicht hohe Kohäsion aufweist, sind zusammengesetzte Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien zu untersuchen. Dabei sind Mechanismen, bei denen im Grenzzustand Zugkräfte an inneren Gleitlinien auftreten auszuschließen, weil solche Mechanismen nicht möglich sind. (Anmerkung: bei Berechnungen mit anderen Verfahren lassen sich solche Zugkräfte nicht ohne weiteres erkennen.)
- bei Böschungen und Geländesprüngen, bei denen konstruktive Elemente mitwirken, treten bei einem Geländebruch i.d.R. Bruchmechanismen mit zwei oder mehr Bruchkörper mit geraden oder gekrümmten Gleitlinien auf. Dabei sind i.d.R. Bruchmechanismen anzunehmen, die die konstruktiven Elemente schneiden und solche, die sie einschließen. Beim Schneiden von konstruktiven Elementen sind Regeln einzuhalten, die in DIN 4084 dargestellt sind und die sicherstellen sollen, dass die Wirkungsweise

¹ Unter DIN 4084 wird die in Vorbereitung befindliche, auf DIN 1054:2003-01 abgestimmte Fassung verstanden, die voraussichtlich 2004 erscheinen wird.



der konstruktiven Elemente mit vertretbarem Aufwand und auf der sicheren Seite sinnvoll angesetzt werden.

Bei keinem der untersuchten Mechanismen darf ein Grenzzustand eintreten.

4. Bemessungssituationen bei geotechnischen Bauwerken

4.1 Einwirkungskombinationen

Einwirkungskombinationen (EK) sind Zusammenstellungen der an den Grenzzuständen des Bauwerks beteiligten, gleichzeitig möglichen Einwirkungen nach Ursache, Größe, Richtung und Häufigkeit. Es werden unterschieden:

- a) Regel-Kombination EK 1:
Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.
- b) Seltene Kombination EK 2:
Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.
- c) Außergewöhnliche Kombination EK 3:
Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen.

4.2 Sicherheitsklassen bei Widerständen

Sicherheitsklassen (SK) berücksichtigen den unterschiedlichen Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen. Es werden unterschieden:

- a) Zustände der Sicherheitsklasse SK 1:
Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.
- b) Zustände der Sicherheitsklasse SK 2:
Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.
- c) Zustände der Sicherheitsklasse SK 3:
Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.

Baugrubenkonstruktionen zählen zur Sicherheitsklasse SK 2.

4.3 Lastfälle

Die Lastfälle (LF) ergeben sich für den Grenzzustand GZ 1 aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen bei den Widerständen. Es werden unterschieden:

- Lastfall LF 1:
Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1. Der Lastfall LF 1 entspricht der „ständigen Bemessungssituation“ nach DIN 1055.
- Lastfall LF 2:
Seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1 oder Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2. Der Lastfall LF 2 entspricht der „vorübergehenden Bemessungssituation“ nach E DIN 1055-100.
- Lastfall LF 3:



Außergewöhnliche Kombination EK 3 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2 oder seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 3. Der Lastfall LF 3 entspricht der „außergewöhnlichen Bemessungssituation“ nach E DIN 1055-100.

Matrix für die Lastfallzusammensetzung:

	Sicherheitsklasse 1 (Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.)	Sicherheitsklasse 2 (Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk, Baugruben.)	Sicherheitsklasse 3 (Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.)
Einwirkungskombination 1 (Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.)	LF 1	LF 2	LF 2/3
Einwirkungskombination 2 (Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.)	LF 2	LF 2/3	LF 3
Einwirkungskombination 3 (Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.)	LF 2/3	LF 3	Sonderfall: Teilsicherheitsbeiwerte dürfen =1 gesetzt werden

- Lastfall LF 1: Ständige Bemessungssituation nach E DIN 1055-100
 Lastfall LF 2: vorübergehende Bemessungssituation nach E DIN 1055-100
 Lastfall LF 3: außergewöhnliche Bemessungssituation nach E DIN 1055-100
 Lastfall LF 2/3: Für diese Kombinationen dürfen laut DIN 1054:2003-01 in begründeten Fällen Zwischenstufen eingeschaltet werden

5. Einwirkungen

Folgende Einwirkungen sind zu berücksichtigen:

- a) Eigenlast des Gleitkörpers und der Stützkonstruktion;
- b) Lasten in oder auf dem Gleitkörper; diese Lasten werden nur insoweit angesetzt, als sie ungünstig wirken. Günstig wirkende Lasten sind solche, die über Gleitlinienabschnitten angeordnet sind, deren Neigungen gegen die Horizontale geringer sind als der Reibungswinkel des Bodens an der betreffenden Stelle, sofern sie selbst steiler als $90^\circ - \varphi$ gegen die Horizontale in antreibender Richtung geneigt sind.
- c) Kräfte von vorgespannten Zuggliedern, wenn sie nicht selbstspannend, aber günstig wirkend sind (siehe 7.2); diese Anker sind mit ihrer Festlegekraft F_{AO} anzusetzen. Bei vorgespannten, nicht selbstspannenden Ankern (Siehe Absatz 7.2.3, „Besondere Regeln für Zugglieder“) ist davon auszu-



gehen, dass bei einer angenommenen Bewegung des Mechanismus eine Anspannung des Ankers nicht erfolgt, sodass die Herausziehkraft nicht mobilisiert werden kann. Die Größe der Ankerkraft F_{AO} ist daher z.B. die Festlegekraft, die bekannt ist und im Sinne des EC 7 als Einwirkung zu behandeln ist. Dies ist deswegen zu beachten, weil dies den Ausnutzungsgrad beeinflusst.

d) Wasserdrücke werden grundsätzlich aus einem Strom- und Potentialliniennetz entnommen und an allen Gleitlinien der Gleitkörper angesetzt. Bei dessen Ermittlung sind Vereinfachungen zulässig. Bei flachem Verlauf der Stromlinien darf die Ortshöhe der Sickerlinie verwendet werden. Die Eigenlasten des Bodens werden dabei mit den totalen Wichten berechnet. Die Strömungskraft sollte nur verwendet werden, wenn ihre Richtung hinreichend genau angegeben werden kann. In diesem Fall ist mit der Wichte des Bodens unter Auftrieb zu rechnen. Daraus folgt, daß die beiden Möglichkeiten der Berücksichtigung von Wasserdruckkräften nicht miteinander kombiniert werden können. Der Porenwasserüberdruck muß bei Berechnungen nach DIN 4084 zum hydrostatischen Wasserdruck addiert werden.

e) Erdbebenkräfte nach DIN 4149-1, angreifend in den Massenschwerpunkten der Gleitkörper.

f) Sonstige Wirkungen.

Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen:

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen sind in DIN 1054, Abschnitt 6.4.1, Tabelle 2, GZ 1C, aufgeführt und in nachfolgender Tabelle 1 wiedergegeben:

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,0	1,0	1,0
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,3	1,2	1,0

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im GZ 1C

6. Widerstände

6.1 Scherparameter

- Bei bindigen Böden ist zu prüfen, ob mit den Scherparametern des entwässerten oder des nicht entwässerten Bodens zu rechnen ist. Dies hängt davon ab, ob die mit der Herstellung der Böschung verbundenen Spannungsänderungen von den Randbedingungen und ihrem zeitlichen Ablauf eine Entwässerung oder eine Wasseraufnahme ermöglichen. Soweit dies nicht eindeutig erkennbar ist, sind beide Fälle zu untersuchen. Bei der Herstellung von Einschnitten bzw. bei Abgrabungen ist die Standsicherheit mit den Parametern des entwässerten Bodens zu berechnen. Das betrifft auch natürliche Hänge in bindigen Böden, sofern keine Einwirkungen vorhanden sind, unter denen Konsolidation eintritt.

- Sofern unter einem Teil der Lasten noch eine Konsolidation des bindigen Bodens zu erwarten ist, sind für diese Lasten die Scherparameter des nicht entwässerten Bodens vor Aufbringung der Zusatzlast anzusetzen. Teilkonsolidierte Zustände dürfen berücksichtigt werden, wenn nachgewiesen werden kann, daß die angesetzten Porenwasserüberdrücke sicher nicht auftreten können. Wenn Wasserspiegelunterschiede die Standsicherheit wesentlich beeinflussen, darf nicht mit den Scherparametern des nicht entwässerten Bodens gerechnet werden, weil dabei die Wasserdruckunterschiede rechnerisch eliminiert werden.

- Bei Einschnitten, insbesondere in überkonsolidierte Böden, ist die Anfangsfestigkeit (Festigkeit unmittelbar während und nach der Herstellung) größer als die Festigkeit des entwässerten Bodens. Daher ist mit einer allmählichen Entfestigung zu rechnen und es sind die Scherparameter des Endzu-

standes (entwässerter Boden) maßgebend. Die Wahl der charakteristischen Werte der Scherparameter, insbesondere der wirksamen Kohäsion, ist bei überkonsolidierten Böden schwierig und muß auf den Spannungszustand, die Gefügeeigenschaften und die bisherige Spannungsvorgeschichte Rücksicht nehmen. Bei Trennflächen ist auf den Ansatz der Kohäsion zu verzichten, wenn Gleitlinienrichtung mit Trennflächenrichtungen zusammenfallen. Erfahrungen mit Bauwerken in Böden vergleichbarer Formationen sind vorteilhaft.

- Geologisch vorgegebene Gleitflächen: bei bereits aufgetretenen größeren Verschiebungen ist die Restscherfestigkeit anzusetzen. Dies muß getan werden, wenn in der zu erwartenden Bewegungsrichtung bereits Harnischflächen im Boden vorhanden sind oder bereits Verschiebungen in der Größenordnung eines Dezimeters aufgetreten sind. Höhere Werte der Scherfestigkeit dürfen nur dann angenommen werden, wenn sie durch Rückrechnung nachgewiesen sind. An Schichtgrenzen mit deutlich unterschiedlichen Scherfestigkeits- und Durchlässigkeitseigenschaften bilden sich oft Gleitflächen, die die Kinematik stark beeinflussen, insbesondere wenn die Grundwasserverhältnisse zu antreibenden Wasserdruckkräften führen. Besonders bei der Beteiligung von Schichten mit sehr unterschiedlichen Arbeitslinien der Scherfestigkeit (z.B. bei sprödem Verhalten) ist zu überlegen, ob Berechnungen mit jeweils nur einer Art der beteiligten Böden erforderlich sind.

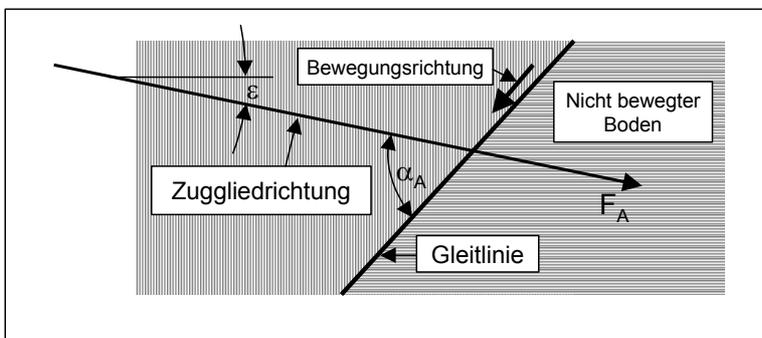
- Grundwasseraustritte an Böschungen sind mit nahezu böschungsp parallelen Strömungskräften verbunden. Bei bindigen Böden geht durch Aufweichen des Bodens die Kohäsion verloren, sodaß nur mit dem Reibungswinkel gerechnet werden darf. Faustregel: Standsicherheit ist mit $\mu = 1$ gewährleistet, wenn Böschungswinkel $\beta = \varphi_d$ ist. In Verbindung mit dem Baugrundsachverständigen darf eine Erhöhung des bemessungswertes des Reibungswinkels für niedrige Normalspannungszustände, wie sie bei oberflächennahen Rutschungen gegeben sind, angesetzt werden: bis 1m Tiefe um 15%, bis 2,5 m Tiefe linear auf den Bemessungswert zurückgehend.

6.2 Kräfte konstruktiver Elemente

Die besonderen Regeln der DIN 4084 zur Berücksichtigung der Kräfte konstruktiver Elemente sind notwendig, um mit angemessenem Aufwand die statischen und kinematischen Verhältnisse korrekt in der Rechnung zu verwirklichen. Sie werden hier auszugsweise wiedergegeben, weil bisher keine Literatur verfügbar ist, in der diese Regeln umfassend und geschlossen dargestellt und begründet sind.

Allgemeine Regeln für Kräfte von Zuggliedern, Dübeln, Pfählen und Steifen

Soweit Zugglieder, Dübel oder Pfähle von Gleitlinien geschnitten werden bzw. Steifen von außen auf den Gleitkörper einwirken, ist bei jedem Bruchmechanismus zu prüfen, ob diese Kräfte günstig oder ungünstig wirken. Ein Zugglied wirkt ungünstig, wenn der Winkel α_A zwischen der Achse des Zugglieds und der Gleitrichtung des Bruchmechanismus im Schnittpunkt der äußeren Gleitlinie mit dem Zugglied nach Bild 1 größer als 90° ist. Wird bei mitteldichten und dichten nichtbindigen sowie bei festen bindigen Böden der Dilatanzwinkel ν durch Versuche nachgewiesen, darf der Grenzwinkel für ein ungünstig wirkendes Zugglied auf $90^\circ + \nu/2$ erhöht werden (ν Dilatanzwinkel).



Wird bei mitteldichten und dichten nichtbindigen sowie bei festen bindigen Böden der Dilatanzwinkel ν durch Versuche nachgewiesen, darf der Grenzwinkel für ein ungünstig wirkendes Zugglied auf $90^\circ + \nu/2$ erhöht werden (ν Dilatanzwinkel).

Bild1: Winkel α_A zwischen Gleitrichtung des Bruchmechanismus und Ankerachse im Schnittpunkt der Gleitlinie mit dem Anker



Die Kräfte F_{Ai}^2 von Steifen sind an deren Angriffspunkt an der Stützwand, diejenigen von Zuggliedern, Dübeln oder Pfählen am Schnittpunkt mit der Gleitlinie anzusetzen.

Die Bemessungswerte ergeben sich aus den charakteristischen Werten der Eindring- oder Herausziehkraft bzw. der Dübelkräfte durch Division mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 bzw. den Teilsicherheitsbeiwerten der entsprechenden Bauteilnormen, z.B. Stahlzugglied. Der kleinere Wert ist anzusetzen.

Besondere Regeln für Zugglieder:

- Für den Ansatz der Kräfte von Zuggliedern ist zwischen
 - vorgespannten und
 - nicht vorgespannten (schlaffen) Zuggliedern zu unterscheiden.

Vorgespannte Zugglieder sind z. B. vorgespannte Verpreßanker nach DIN 4125. Nicht vorgespannte Zugglieder sind z. B. Zugpfähle nach DIN 4014 oder DIN 4026, Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128, Rammverpreßpfähle nach E66, EAU 1996, Bodennägel, Stahlbänder, Geokunststoffe und sonstige nicht vorgespannte Zugelemente.

- Ein Zugglied gilt als selbstspannend, wenn der Winkel α_A maximal folgende Werte erreicht:

- bei locker gelagerten nichtbindigen Boden bzw. weichen bindigen Böden: $\alpha_A=75^\circ$;
- bei steifen bindigen Boden: $\alpha_A=80^\circ$;
- bei mitteldichten nichtbindigen Boden und halbfesten bindigen Boden: $\alpha_A=85^\circ$;
- bei dichten nichtbindigen Boden: $\alpha_A=90^\circ$;

- Bei Zuggliedern dürfen höchstens die Bemessungswerte der außerhalb des Gleitkörpers im nichtbewegten Boden aktivierbaren Kräfte angesetzt werden, sofern diese Kräfte nicht dauernd oder vorübergehend verloren gehen können. Für die Ermittlung der im nichtbewegten Boden im Grenzgleichgewicht aktivierbaren Zugkraft darf die Mantelreibung entlang der Krafteinleitungsstrecke als gleichmäßig verteilt angenommen werden. Soweit keine gesicherten Erfahrungen über die Größe der mittleren Mantelreibung vorliegen, ist sie durch Versuche zu ermitteln.

- Sofern bei einem Zugglied mit einer Zugkraft gerechnet werden darf, darf im Reibungsboden in der geschnittenen Gleitlinie die durch die Normalkomponente der Zugkraft bewirkte Reibungskraft angesetzt werden.

- Bei selbstspannenden Zuggliedern darf der Bemessungswert der Zugkraft aus der Herausziehkraft mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 oder aus der Kraft des Stahlzuggliedes mit den Teilsicherheitsbeiwerten der entsprechenden Bauteilnormen ermittelt werden. Der kleinere Wert ist maßgebend.

- Bei nicht selbstspannenden, günstig wirkenden, nicht vorgespannten Zuggliedern ist als Bemessungswert der Zugkraft derjenige Wert zu verwenden, die sich zur Aufnahme von Erd- und Wasserdrücken aus einer Berechnung mit den charakteristischen Werten der Scherparameter und Wichten ergibt. Sonstige ständige Einwirkungen sind sinngemäß mit ihren unteren charakteristischen Werten anzusetzen. Diese Regelung hat den Sinn, die Kraft von solchen Zuggliedern, die sich durch die angenommene Bewegung des Mechanismus nicht anspannen können, wenigstens in der Größe zu berücksichtigen, die sich tatsächlich im Zugglied einstellt, um die Stützwand zu halten.

- Bei ungünstig wirkenden Zuggliedern muss aufgrund der Randbedingungen und möglichen Bewegungen geprüft werden, ob ein Zugglied durch aktiven Erddruck und gegebenenfalls Wasserdruck gedehnt wird und somit gespannt sein kann oder nicht. Im Zweifelsfall muss mit und ohne Zugkraft gerechnet werden, wobei der ungünstigere Fall maßgebend ist. Wenn sich die Zugkraft aus Erd- und Wasserdruckkräften ergibt, ist ihr Bemessungswert mit den charakteristischen Werten der Scherparameter zu ermitteln. Als Beispiel dient Bild 3 der Norm: hier wird das Zugglied, obwohl für den eingezeichneten Bruchmechanismus „ungünstig“ wirkend, durch aktiven Erddruck gedehnt, indem sich die Wand um den Fuß dreht, weil der Fuß wegen der festen Schicht nicht unter der Wirkung der Vertikal-

² Der Index i bezeichnet die jeweilige Lamelle, in der eine solche Kraft angreift



komponente der Ankerkraft einsinken kann. In diesem Fall darf mit der Zugkraft aus aktivem Erddruck gerechnet werden.

- Die durch Ankerwände bzw. Ankertafeln aufnehmbaren Kräfte sind mit den Bemessungswerten der Widerstände des Bodens zu ermitteln. Es brauchen nur Bruchmechanismen untersucht zu werden, die die Ankerwand bzw. Ankertafel entweder völlig aus- oder völlig einschließen.

- Bei Böschungen und Geländesprüngen, bei denen sich die Ankerkraft aus der Erfüllung der Bedingungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt, muss als Festlegekraft für die vorgespannten Verpressanker die rechnerische Ankerkraft gewählt werden, wenn die Anker nicht selbstspannend sind; bei selbstspannenden vorgespannten Ankern genügt die 0,80-fache rechnerische Ankerkraft als Festlegekraft.

Scherkräfte bei Stützkonstruktionen, die durch die Gleitfläche geschnitten werden

In solchen Fällen ist der Bemessungswert der von der Stützkonstruktion an der Gleitlinie entgegen der Scherrichtung übertragbaren Scherkraft anzusetzen. Dieser bemißt sich entweder nach der aufnehmbaren Schnittkraft der Stützkonstruktion oder nach der von der Stützkonstruktion auf den Boden oberhalb bzw. unterhalb der Gleitlinie übertragbaren Kraft. Der kleinste Wert ist maßgebend.

Axialkräfte von Pfählen, die durch die Gleitfläche geschnitten werden

An der Schnittstelle des Pfahls mit der Gleitfläche darf der ungünstigste Bemessungswert der folgenden Größen angesetzt werden: die Bruchkraft aus der Baustofffestigkeit des Pfahls oder der Eindring- oder Herausziehwiderstand im unbewegten Boden. Die Belastung der Pfähle aus einem Überbau muss in den Lasten der sich bewegenden Masse enthalten sein.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände sind in DIN 1054, Abschnitt 6.4.2, Tabelle 3, GZ 1C, aufgeführt und in nachfolgender Tabelle 2 wiedergegeben:

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
Scherfestigkeit				
Reibungswinkel $\tan \varphi'$	γ_{φ}	1,25	1,15	1,1
Kohäsion c' und c_u	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,1
Herausziehwiderstände von Boden- bzw. Felsnägeln, Zugpfählen, Verpresskörpern und flexiblen Bewehrungselementen				
Boden- bzw. Felsnägel, Zugpfähle	γ_N, γ_Z	1,4	1,3	1,2
Verpresskörper	γ_A	1,1	1,1	1,1
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,4	1,3	1,2

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände im GZ 1C



7. Berechnungsverfahren

In diesem Abschnitt bedeuten alle Größen, die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen oder Widerstände bezeichnen, Bemessungswerte; dies gilt auch für die resultierenden Größen R , R_M , S und S_M .

Grenzzustandsbedingung:

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen wird eingehalten, wenn die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$T \leq R \quad \text{bzw.} \quad M_T \leq R_M \quad (1)$$

mit:

T	Resultierende der Einwirkungen
R	Resultierende der Widerstände
M_T	Resultierendes Moment um den Gleitkreismittelpunkt aus Scherbeanspruchungen
R_M	Resultierendes Moment um den Gleitkreismittelpunkt aus Widerständen

erfüllt ist.

Der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit ist mit dem ungünstigsten Bruchmechanismus zu führen. Hierzu sind mehrere Varianten der in Frage kommenden Bruchmechanismen zu untersuchen. Bei keinem Bruchmechanismus darf die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit verletzt werden, wobei Gleichung (1) in der Schreibweise:

$$\frac{T}{R} = \mu \leq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{M_T}{R_M} = \mu \leq 1 \quad (2)$$

verwendet wird.

Soll über den Nachweis der Standsicherheit nach Gleichung (1) oder Gleichung (2) hinaus der Ausnutzungsgrad μ der Bemessungswiderstände ermittelt werden, so ist rechnerisches Gleichgewicht zwischen Einwirkungen und Widerständen herzustellen. Dazu sind die Bemessungswerte der Widerstände durch f zu dividieren, so dass gilt:

$$R \cdot \mu = T \quad \text{bzw.} \quad R_M \cdot \mu = M_T \quad (3)$$

8. Einige Verfahren

8.1 Das Lamellenverfahren nach Bishop für kreisförmige Gleitlinien

Die statische Bestimmtheit wird durch die Annahme erreicht, dass die der Kräfte in den Lamellenseitenflächen horizontale Richtung haben. An der Einzellamelle wird nur das Kräftegleichgewicht erfüllt, das Momentengleichgewicht wird am gesamten Gleitkörper erfüllt, dafür entsteht aber ein Fehler im Gleichgewicht der H-Kräfte über den gesamten Gleitkörper. Daher soll dieses Verfahren nicht benutzt werden, wenn H-Kräfte einen bedeutenden Einfluss auf die Standsicherheit haben.

Einwirkungen S_M und Widerstände R_M werden nach einteilung des Gleitkörpers in Lamellen (Bild 2) wie folgt berechnet:

$$M_T = r \sum_i (G_i + P_{vi}) \cdot \sin \vartheta_i + \sum M_S \quad (4)$$

$$R_M = r \sum_i \frac{(G_i + P_{vi} - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i} \quad (5)$$

In (4) und (5) sind

- G - Gewicht des Gleitkörpers [kN/m]
- P - Auflast [kN/m]
- u - Porenwasserdruck, normal zur Gleitlinie wirkend [kN/m²]
- b - Breite einer Lamelle
- ϑ - Gleitflächenwinkel zur Horizontalen [°]
- φ - Reibungswinkel [°]
- c - Kohäsion [kN/m²]
- Index v - vertikal
- Index i - auf die Lamelle der Nummer i bezogen

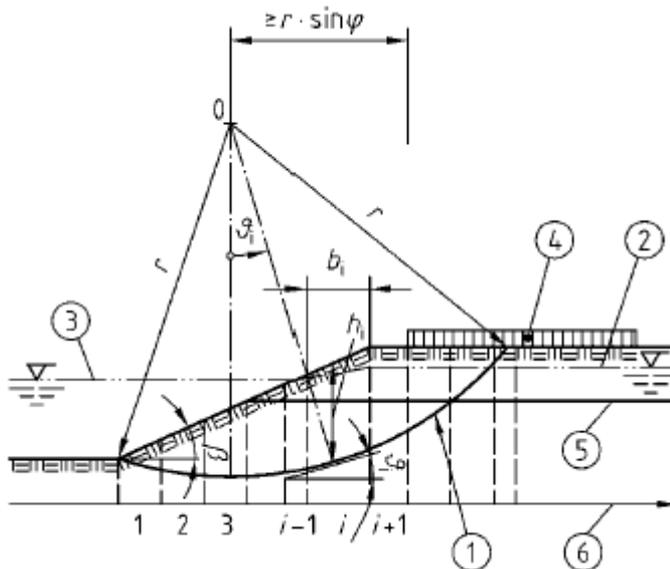


Bild 2: Beispiel für kreisförmige Gleitlinie und Lamelleneinteilung bei einer Böschung (Quelle: DIN 1054:2003-01)

Legende:

- 1 kreisförmige Gleitlinie mit Lamelleneinteilung, Breite der Lamellen der Schichtung und der Geometrie angepasst
- 2 Grundwasseroberfläche
- 3 Außenwasseroberfläche
- 4 nicht ständige Flächenlast p
- 5 Schichtgrenze
- 6 Nummern der Lamellen

Vorgehen zur Ermittlung des Ausnutzungsgrades μ : für einen angenommenen Wert von μ wird R_M nach Gleichung (5) berechnet und mit dem Wert M_T nach Gleichung (4) in Gleichung (2) eingesetzt. Mit dem so erhaltenen verbesserten Wert μ wird Gleichung (5) erneut berechnet. Die Iteration wird fortgesetzt, bis aufeinanderfolgende Werte von μ auf 3 % übereinstimmen.

Soll nur das Ausreichen der Standsicherheit nachgewiesen werden, so darf in Gleichung (5) $\mu = 1$ gesetzt werden.

Sollen trotz des Vorhandenseins konstruktiver Elemente kreisförmige Gleitlinien untersucht werden, so können die zusätzlichen Einwirkungen und Widerstände nach den Gleichungen (6a) und (6b) berücksichtigt werden:

$$M_T = r \sum_i ((G_i + P_{vi}) \cdot \sin \vartheta_i - F_{A0i} \cos(\vartheta + \varepsilon_{A0i})) + \sum M_S \quad (6a)$$

$$R_M = r \cdot \sum_i \frac{(G_i + P_{vi} + \mu \cdot F_{Ai} \cdot \sin \varepsilon_{Ai} + F_{A0i} \cdot \sin \varepsilon_{A0i} - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i + T_{Si} \cdot \cos \vartheta_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \sin \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i} + r \cdot \sum_i F_{Ai} \cdot \cos(\vartheta_i + \varepsilon_{Ai}) + \sum M_R \quad (6b)$$

mit:

- F_{Aj} - Bemessungswert der Herausziehkraft eines Zuggliedes [kN/m]
- F_{A0i} - Festlegekraft nichtselbstspannender vorgespannter Verpreßanker [kN/m]
- ε_{A0i} - Neigungswinkel nichtselbstspannender vorgespannter Verpreßanker gegen die Horizontale (nach unten positiv) [°]
- ε_{Ai} - Neigungswinkel günstig wirkender Anker gegen die Horizontale (nach unten positiv) [°]

In den Gleichungen (6a) und (6b) sind Kräfte F_{A0i} Festlegekräfte, d.h., es sind nicht selbstspannende, aber günstig wirkende Verpressanker.

Bei Anker, unter deren Kraft der Boden im Bereich der Gleitlinie konsolidiert, ist in Gleichung (16b) statt $\mu \cdot F_{ai} \cdot \sin \varepsilon_{Ai}$ der Ausdruck: $-\mu \cdot F_{ai} \cdot \cos(\varepsilon_{Ai} + \vartheta_i) \cdot \sin \vartheta_i$ einzusetzen. Dies gilt sinngemäß auch für die Festlegekraft F_{A0i} .

An der unteren Austrittsstelle darf die Gleitlinie nicht steiler sein als die sich aus der Geländeneigung für $\delta_p = 0$ ergebende Erdwiderstandsgleitfuge. Für horizontales Gelände gilt $\vartheta = 45^\circ - \varphi/2$. Sofern die freie Ausbildung der Gleitfuge durch Gebäude oder sonstige Einschränkungen behindert ist, sind zusammengesetzte Bruchmechanismen zugrunde zu legen.

8.2 Das Lamellenverfahren für nicht kreisförmige Gleitlinien

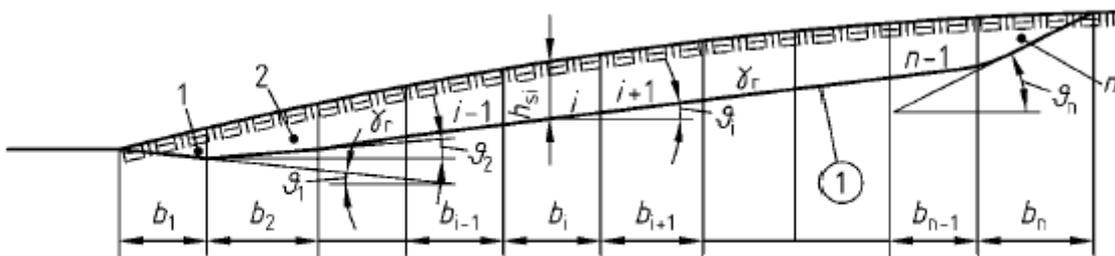
Für einsinnig gekrümmte, annähernd böschungsparelle Gleitlinien (Bild 3) darf das Verfahren von Janbu verwendet werden. Bei diesem Verfahren ist am Gesamtgleitkörper ein Momentenfehler vorhanden, dagegen ist das Gleichgewicht der Horizontalkräfte erfüllt.

Einwirkungen und Widerstände ergeben sich zu:

$$T = \sum_i \left((G_i + P_{vi}) \cdot \tan \vartheta_i - F_{A0i} \cdot \frac{\cos(\varepsilon_{A0i} + \vartheta_i)}{\cos \vartheta_i} \right) + F_h \quad (7)$$

$$R = \sum_i \frac{(G_i + P_{vi} + \mu \cdot F_{Ai} \cdot \sin \varepsilon_{Ai} + F_{A0i} \cdot \sin \varepsilon_{A0i} - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i + T_{Si} \cdot \cos \vartheta_i}{\cos^2 \vartheta_i \cdot (1 + \mu \cdot \tan \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i)} + \sum_i F_{Ai} \cdot \frac{\cos(\varepsilon_{Ai} + \vartheta_i)}{\cos \vartheta_i} \quad (8)$$

In den Gleichungen (7) und (8) sind die Kräfte F_{A0i} günstig wirkende, nicht selbstspannende Kräfte nach 5.2.3 der DIN V 4084-100: 1996-04, z.B. Festlegekräfte von Verpreßankern.



Legende:

1 einsinnig gekrümmte, annähernd böschungsparelle Gleitlinien mit Lamelleneinteilung, Breite der Lamellen der Schichtung und der Geometrie angepasst

Bild 3: Beispiel für eine nicht kreisförmige, überwiegend böschungsparelle Gleitlinie mit Lamelleneinteilung (Quelle: DIN 1054:2003-01)

Vorgehen zur Ermittlung des Ausnutzungsgrades: wie bei kreisförmigen Gleitlinien.

Die horizontale Komponente aller äußeren Lasten F_h ist in Gleichung (7) positiv einzusetzen, wenn sie antreibend wirkt.

Für den Anfangszustand bei Anker, unter deren Kraft der Boden im Bereich der Gleitlinie konsolidiert, ist in Gleichung (8) anstelle des Terms $\mu \cdot F_{ai}$ der Term: $-\mu \cdot F_{ai} \cdot \cos(\varepsilon_{Ai} + \vartheta_i) \cdot \sin \vartheta_i$ zu setzen. Dies gilt sinngemäß auch für die Festlegekraft F_{A0i} .

8.3 Das lamellenfreie Verfahren für kreisförmige Gleitlinien

Zur Berechnung der Sicherheit gegen Böschungsbruch bei nur einer Bodenschicht werden bei kreisförmigen Gleitlinien die einwirkenden Größen zu einer Resultierenden F zusammengefasst. Diese Resultierenden F muss gegebenenfalls auch die auf den Gleitkörpern einwirkenden Wasserdruckkräfte enthalten. Außer dem Betrag von F muss der Abstand e vom Kreismittelpunkt und der Winkel ω zwischen der Wirkungslinie von F und der Winkelhalbierenden des Gleitkreises ermittelt werden (siehe Bild 4). Das einwirkende Moment S_M beträgt:

$$S_m = F \cdot e = M_T \tag{9}$$

Das widerstehende Moment R_M setzt sich aus einem Reibungsanteil und einem Kohäsionsanteil zusammen:

$$R_M = Q \cdot \xi \cdot r \cdot \sin \varphi + K \cdot r \cdot \text{arc } \alpha_r / \sin \alpha_r \tag{10}$$

mit: $Q = (F^2 - 2 \cdot F \cdot K \cdot \sin \omega + K^2)^{0,5}$

$$\xi = 0,5 \cdot (1 + \text{arc } \alpha_r / \sin \alpha_r)$$

$$K = 2 \cdot c \cdot r \cdot \sin \alpha_r \quad (\text{Kohäsionskraft})$$

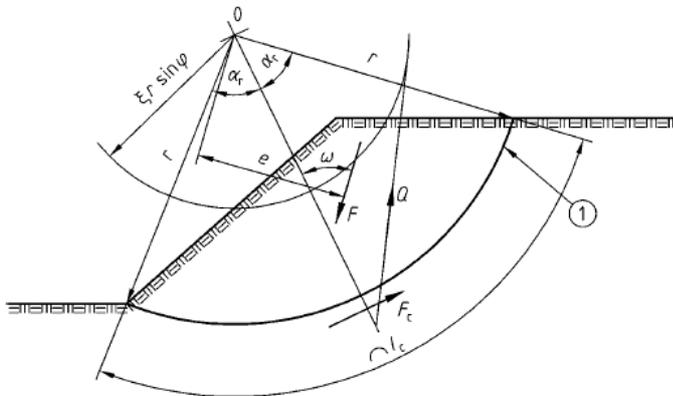
α_r halber Öffnungswinkel des Gleitkreises

ω Winkel zwischen Winkelhalbierender des Öffnungswinkels des Gleitkreises und Richtung der resultierenden F

Die Kraft Q ist die Resultierende aus den Normal- und Reibungskräften in der Gleitlinie.

Für den Grenzfall einer punktförmigen Lastübertragung würde $\xi = 1$ gelten. Die angegebene Beziehung für ξ gilt für eine sichelförmige Normalspannungsverteilung.

Die Neigung der Gleitlinie an der Austrittsstelle darf, wie bei Gleitkreisen auch, die Erddruckbedingung nicht verletzen.



Legende: 1 kreisförmige Gleitlinie

Bild 4: Beispiel für das lamellenfreie Verhalten bei einer kreisförmigen Gleitlinie (Quelle: DIN 1054:2003-01)

8.4 Das lamellenfreie Verfahren für gerade Gleitlinien

Für den Fall der allgemeinen geraden Gleitlinie nach Bild 5 können geschlossene Ausdrücke für Einwirkungen T und Widerstände R angegeben werden:

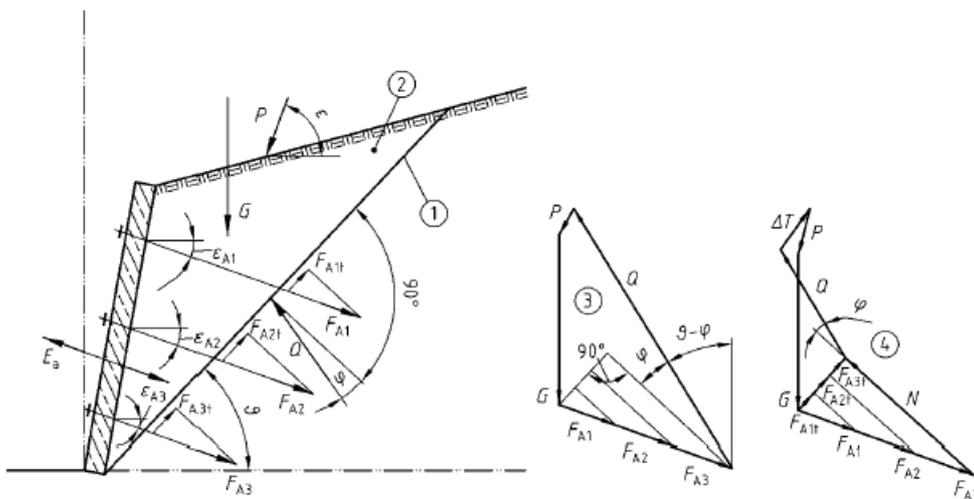
$$T = G \cdot \sin \vartheta + P \cdot \cos(\varepsilon - \vartheta) - \sum_i F_{A0i} \cdot \cos(\vartheta + \varepsilon_{A0i}) \quad (10)$$

$$R = (G \cdot \cos \vartheta + \sum_j F_{Aj} \cdot \sin(\varepsilon_{Aj} + \vartheta) + \sum_i F_{A0i} \cdot \sin(\varepsilon_{A0i} + \vartheta) + P \cdot \sin(\varepsilon - \vartheta) - U) \cdot \tan \varphi + c \cdot l_c + \sum_j F_{Aj} \cdot \cos(\varepsilon_{Aj} + \vartheta) \quad (11)$$

mit, zusätzlich zu den Symbolen bei (4) und (5):

- U - Porenwasserdruckkraft, normal zur Gleitlinie wirkend [kN/m]
- l_c - Länge der Gleitlinie, entlang der Kohäsion wirkt [m]
- ε - Neigungswinkel der Last P [°]

Bei Ankern, unter deren Kraft der Boden im Bereich der Gleitlinie konsolidiert, ist in Gleichung (5) der Term $\sum F_{Aj} \sin(\varepsilon_{Aj} + \vartheta) = 0$ zu setzen. Dies gilt sinngemäß auch für F_{A0i} .



Legende:

- 1 Gleitlinie
- 2 Gleitkörper
- 3 Kräfteck für den Endzustand: Es ergibt sich Gleichgewicht zwischen den Rechenwerten der Einwirkungen und der Widerstände.
- 4 Kräfteck für den Anfangszustand: Die Normalkomponenten der Ankerkräfte erzeugen erst nach der Konsolidierung Reibungswiderstände; daher ist für Gleichgewicht eine haltende Zusatzkraft ΔT erforderlich, d. h., die Sicherheit reicht nicht aus.
- N Normalkraft in der Gleitlinie infolge aller Ankerkräfte

Bild 5: Beispiel für einen Gleitkörper mit einer geraden Gleitlinie bei einer verankerten Wand ohne Einbindung in den Untergrund (Quelle: DIN 1054:2003-01)

8.5 Böschungsparallele gerade Gleitlinien

Böschungsparallele Gleitlinien treten bei trockenen oder vollständig wassergesättigten nichtbindigen Böden allein unter Eigenlast auf. Berechnungen mit solchen Gleitlinien ohne Berücksichtigung der gekrümmten Endteile werden für die Überprüfung der sog. örtlichen Standsicherheit von Böschungen, insbesondere im Austrittsbereich von Grundwasser (Hangquellen) verwendet.

Die Beanspruchung ist im Fall der nicht durchströmten Böschung gegeben durch die Kraft je Volumeneinheit:

$$T = \gamma \cdot \sin \beta \quad (12)$$

Der Widerstand beträgt in diesem Fall:

$$R = \gamma \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi \quad (13)$$

Bei einer durchströmten Böschung in homogenem kohäsionslosem Boden mit Grundwasseraustritt gilt in Abhängigkeit von der Richtung β_w der Strömung für $0 \leq \beta_w \leq \beta$ (siehe Bild 6):

für die Einwirkung:

$$T = (\gamma' + \gamma_w) \sin \beta, \quad (14)$$

für den Widerstand:

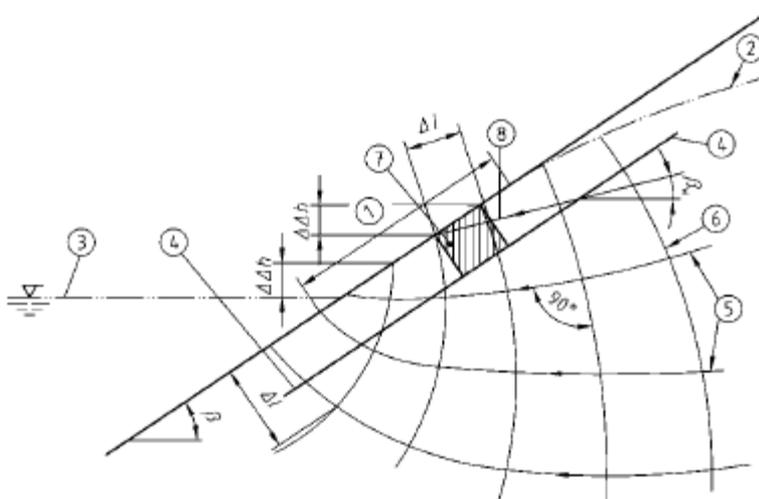
$$R = (\gamma' \cdot \cos \beta - \gamma_w \cdot \sin \beta \cdot \tan(\beta - \beta_w)) \cdot \tan \varphi \quad (15)$$

Bei Strömung normal zur Oberfläche aus der Böschung heraus ($\beta_w = \beta - 90^\circ$; siehe Bild 6) gilt:

$$S = \gamma' \cdot \sin \beta \quad (16)$$

$$R = (\gamma' \cdot \cos \beta - \gamma_w \cdot i) \cdot \tan \varphi \quad (17)$$

Das hydraulische Gefälle i in Gleichung (17) ergibt sich aus einem Strom- und Potentialienennetz zu $i = \Delta\Delta h / \Delta l$ (siehe Bild 6).



Legende:

- 1 Austrittsbereich des Grundwassers
- 2 Grundwasseroberfläche
- 3 Außenwasserspiegel
- 4 Gleitlinie
- 5 Stromlinie
- 6 Potentiallinien
- 7 Volumenelement
- 8 Strömungsrichtung

$$i = \frac{\Delta\Delta h}{\Delta l}$$

Bild 6: Beispiel einer durchströmten Böschung mit Grundwasseraustritt und böschungsparalleler Gleitlinie (Quelle: DIN 1054:2003-01)

8.6 Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien

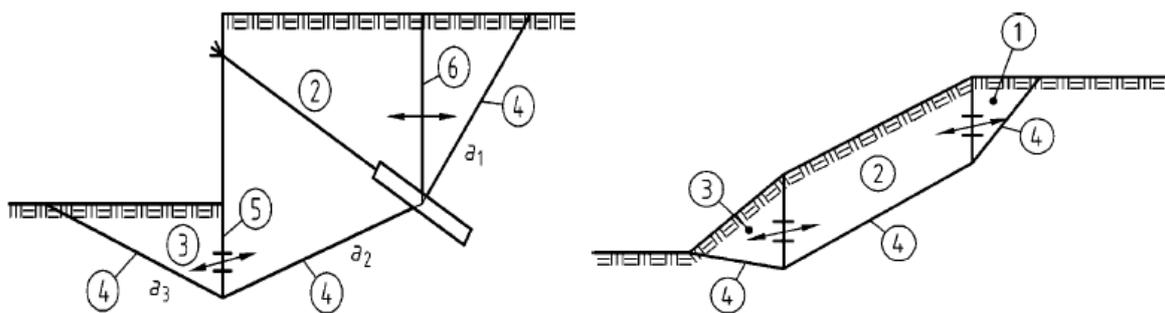
Bei der Mitwirkung konstruktiver Elemente, aber auch bei Böschungen in überkonsolidierten Böden oder bei geologisch vorgegebenen Gleitflächen können gerade, kreisförmige oder langgestreckte böschungsparelle Gleitlinien allein den Bruchmechanismus nicht zutreffend abbilden. In solchen Fällen sind zusammengesetzte Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien oder die Blockgleitmethode anzuwenden. Die Blockgleitmethode stellt eine Näherung für das Verfahren mit zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien dar, führt aber nicht bei allen Randbedingungen zu auf der sicheren Seite liegenden Lösungen, insbesondere dann, wenn sich der Mechanismus sehr gedrungen darstellt oder wenn hohe Auflasten im Bereich der bergseitigen Lamellengrenze bei der Blockgleitmethode vorhanden sind.

Das Blockgleit-Verfahren

Das Blockgleit-Verfahren (Bild 7) ist eine in der Regel ausreichende Näherung für das Verfahren mit zusammengesetzten Bruchmechanismen. Beim Überwiegen der vertikalen Bewegungskomponente des zutreffenden Bruchmechanismus, z.B. infolge von hohen, vertikalen, begrenzten Auflasten oder beim Vorhandensein von Stützbauwerken (wenn z.B. gedrungene Mechanismen entstehen) oder beim Vorhandensein von eingebetteten Bauwerken kann es ungeeignet sein.

Die Blockgleitmethode erspart die Gewichtsermittlung bei jeder Variation der inneren Gleitlinien, indem stattdessen die Richtungen der Erddruckkräfte an den senkrechten Lamellenschnitten variiert werden. Wegen der Fixierung dieser Lamellenschnitte kann es bei hohen Auflasten zu kleine Ausnutzungsgrade liefern und liegt damit auf nicht der sicheren Seite.

Die Variation der Richtungen der Erddruckkräfte an den inneren Lamellenschnitten erfolgt nach DIN 4084 nicht über die Stützlinie (Erddrucktrajektorie), wie noch in DIN V 4084-100, sondern über die Annahme der Richtungen der Erddruckkräfte in den senkrechten Lamellenschnitten nach der Erddrucklehre. Bei Annahme horizontaler Richtungen liegt man auf der sicheren Seite. In Bild 8 ist für ein Beispiel der Nachweis der Standsicherheit dargestellt (Quelle: DIN V 4084 – 100).



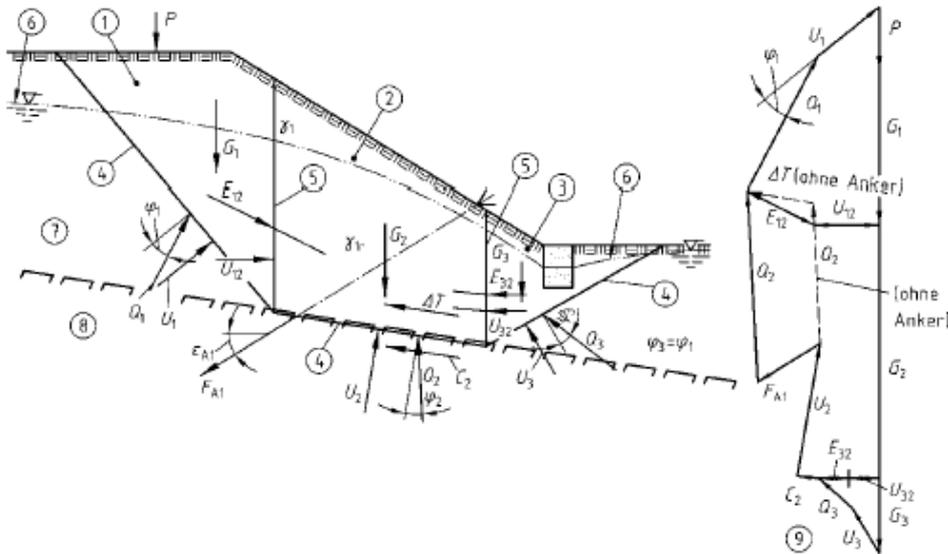
a) bei einem Geländesprung mit einer Ankerlage

b) bei einer Böschung

Legende:

- 1, 2, 3 Gleitkörper
- 4 äußere Gleitlinien
- 5 innere Gleitlinien
- 6 Lamellengrenze

Bild 7: Blockgleitmethode, Beispiele für die Wahl der Mechanismen und der Richtungen der Erddruckkräfte an den senkrechten Lamellenschnitten (Quelle: DIN 1054:2003-01)

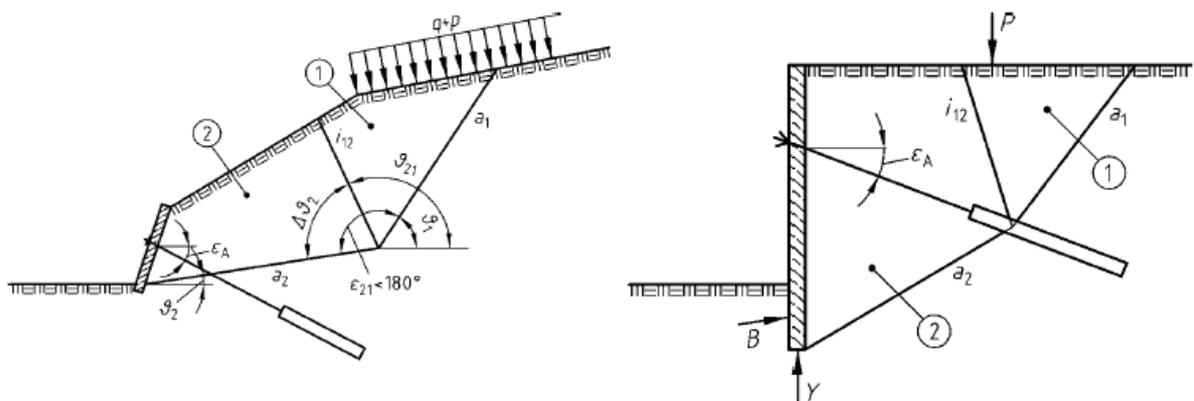


- Legende:
- 1, 2, 3: Gleitkörper
 - 4 äußere Gleitlinien
 - 5 senkrechte innere Lamellengrenze
 - 6 Grundwasseroberfläche
 - 7 Schicht 1: $\gamma_1, \gamma_{r1}, \varphi_1, c_1=0$
 - 8 Schicht 2: $\gamma_2, \varphi_2, c_2>0$
 - 9 Krafteck

Bild 8: Beispiel für das Blockgleit-Verfahren (Quelle: DIN 1054:2003-01)

Das Verfahren mit zusammengesetzten Bruchmechanismen auf geraden Gleitlinien

Bild 9 zeigt zwei Mechanismen für das Verfahren mit zusammengesetzten Bruchmechanismen auf geraden Gleitlinien, das aus jeweils zwei Gleitkörpern besteht. DIN 4084 enthält Beispiele mit mehr Gleitkörpern.



a) mit zwei Gleitkörpern

b) mit zwei Gleitkörpern und Fußauflagerkräften B und Y für den Nachweis ausreichender Ankerlänge bei einer verankerten Stützwand

- Legende:
- 1, 2 Nummern der Gleitkörper
 - B, Y Fußauflagerkräfte aus der Berechnung des Erddrucks auf die Stützwand

Bild 9: Beispiele zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien (Quelle: DIN 1054:2003-01)



Jeder Teilgleitkörper gleitet auf einer äußeren Gleitlinie gegen den unbewegten Boden und einer oder zwei inneren Gleitlinien relativ zu den anderen Gleitkörpern. Die inneren Gleitlinien gehen durch die Schnittpunkte von je zwei äußeren Gleitlinien. Im Allgemeinen genügt es, Bruchmechanismen mit maximal 4 Gleitkörpern zu untersuchen.

Die Sicherheit gegen Geländebruch ist ausreichend, wenn mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und Widerstände für jeden Bruchmechanismus durch Hinzufügen einer in antreibender Richtung wirkenden Zusatzkraft $\Delta T_i > 0$ Gleichgewicht hergestellt werden kann. Es empfiehlt sich, ΔT_i am jeweils größten Gleitkörper des Bruchmechanismus anzubringen.

Bei zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien ist die kinematische Verträglichkeit sichergestellt, wenn je zwei äußere Gleitlinien an ihrem Schnittpunkt einen Winkel $\varepsilon_{ij} < 180^\circ$ einschließen, was bedeutet, dass sie von einer einsinnig gekrümmte Linie umschrieben werden können. Treten Gegenkrümmungen auf, so ist der Mechanismus kinematisch nicht möglich und es ist zu prüfen, ob zwei unabhängige Mechanismen zu untersuchen sind, die den Bedingungen je für sich genügen.

Bruchmechanismen und Gleitlinienrichtungen, bei denen sich senkrecht zu den inneren Gleitlinien in kohäsionslosen Böden rechnerisch Zugkräfte oder unendlich große Druckkräfte ergeben, sind physikalisch nicht möglich und auszuschließen. Dazu müssen die Winkel $\Delta \vartheta_j$ zwischen den äußeren und inneren Gleitlinien die Ungleichung erfüllen (siehe Bild 12):

$$\Delta \vartheta_j \geq \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_i) + \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_{ij}) \quad (18)$$

mit $j = i + 1$.

Bei Bruchmechanismen in kohäsiven Böden reicht die Gleichung (18) nicht aus, um Zugkräfte auszuschließen. Es sind dann für den Zustand des rechnerischen Grenzgleichgewichtes die Normalkräfte in allen Gleitlinien zu berechnen und es ist zu prüfen, ob trotz Einhaltung der Gleichung (18) in einem Teil der inneren Gleitlinien rechnerische Zugkräfte entstehen, die mit der Größe der Kohäsion nicht im Einklang sind (physikalisch nicht möglich sind, siehe Beispiel). Ist dies der Fall, so sind Bruchmechanismen zu untersuchen, deren Gleitlinien nicht in der betreffenden kohäsiven Schicht verlaufen, weil mit den Bemessungswerten der Scherparameter in der betreffenden Schicht und unter den gegebenen Einwirkungen kein Bruchmechanismus eintreten kann.

HINWEIS: Zum Auffinden des ungünstigsten Bruchmechanismus kann es hilfreich sein, kreisförmige Gleitlinien als Teilstücke der Gesamtgleitlinie mit dem Erdwiderstand auf der Luftseite anzuwenden.

Der Ausnutzungsgrad μ eines zusammengesetzten Bruchmechanismus wird erhalten, indem man mit einem geschätzten Startwert für μ solange iteriert, bis mit $|\Delta T_i| \leq 0,03 \cdot R_i$ am größten Gleitkörper rechnerisches Grenzgleichgewicht erzielt ist (mit R_i = rechnerischer Widerstand des Bodens in der äusseren Gleitlinie des Gleitkörpers i bei $\mu = 1$).

Zur Berücksichtigung von Schichtgrenzen sind an den Schnittstellen der äusseren Gleitlinien mit den Schichtgrenzen senkrechte Lamellenschnitte einzuführen. An den Lamellenschnitten sind Erddruckkräfte mit einer solchen Richtung anzusetzen, dass die antreibende Zusatzkraft ΔT_i möglichst groß wird. Der Erddruckneigungswinkel darf hierzu im Bereich

$$\beta_m / 2 \leq \delta \leq \varphi_m \quad (19)$$

angesetzt werden. β_m ist der mittlere Böschungswinkel der beiden an den Lamellenschnitt angrenzenden Gleitkörperabschnitte bis zum nächsten Ausbiss einer Gleitlinie oder eines Lamellenschnittes, φ_m ist der gewogene Mittelwert der Bemessungswerte des Reibungswinkel längs des Lamellenschnittes.

9. Nachweis der Tragfähigkeit von konstruktiven Böschungssicherungen

9.1. Allgemeines



In Abschnitt 12.4 von DIN 1054 sind die für den Nachweis der Aussenhaut und sonstiger konstruktiver Elemente zu beachtenden Grundsätze zusammen gestellt. Soweit zu bestimmten Bauweisen Empfehlungen vorliegen, sind diese zu beachten (z.B. EBGEO, Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)), andernfalls hat der Nachweis nach GZ 1C entsprechend Abschnitt 12.4 der DIN 1054 zu erfolgen.

9.2. Herausziehwiderstände

Die Ermittlung des charakteristischen Herausziehwiderstandes von Ankerverpresskörpern richtet sich nach 9.4.2. Der charakteristische Herausziehwiderstand von Boden- bzw. Felsnägeln, Bewehrungsbändern oder Geokunststoffen ist nach den einschlägigen Empfehlungen und Zulassungen zu ermitteln.

- (1) Die Bemessungswerte für Herausziehwiderstände von Ankerverpresskörpern, Boden- bzw. Felsnägeln und flexiblen Bewehrungselementen ergeben sich nach DIN 1054, 6.4.2 (2) aus den charakteristischen Werten, abgemindert mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 2 für den Grenzzustand GZ 1C.

9.3. Nachweis der Tragfähigkeit

Bei Boden- und Felsvernagelungen sowie bei bewehrten Stützkonstruktionen:

zum Nachweis der Tragfähigkeit sind die möglicherweise maßgebenden Bruchmechanismen bzw. deren Gleitfugen im Boden im Grenzzustand GZ 1C zu untersuchen. Hierbei sind insbesondere die jeweilige Bauweise, Geländeform, Grundwassersituation sowie Betrag und Stellung von äußeren Lasten zu berücksichtigen. Die Gleitfugen können sämtliche oder einen Teil der bewehrenden Elemente schneiden oder auch ganz umgehen.

Für die genannten Stützkonstruktionen ist eine rechnerische Rückwand durch das Ende der Nägel bzw. der bewehrenden Elemente anzunehmen. Für die geometrisch so definierte Gewichtsstützwand sind:

- der Nachweis der Tragfähigkeit im Grenzzustand GZ 1B nach DIN 1054, 7.5.2 und 7.5.3 zu erbringen;
- die zulässige Lage der Sohldruckresultierenden nach DIN 1054, 7.5.1 bzw. 7.6.1 einzuhalten und
- die Sicherheit gegen Geländebruch im Grenzzustand GZ 1C nach DIN 1054, 12.3 nachzuweisen,

sofern diese Nachweise nicht aufgrund von belegbaren Erfahrungen entbehrlich sind.

Es ist eine ausreichende Sicherheit gegen Herausziehen eines Ankerverpresskörpers, eines Boden bzw. Felsnagels oder eines Bewehrungselementes nachzuweisen. Der Nachweis ist erbracht, wenn für den Grenzzustand GZ 1C die Bedingung

$$E_d = R_d \quad (20)$$

erfüllt ist. Dabei ist:

- E_d der Bemessungswert der Herausziehbeanspruchung nach DIN 1054, 12.4.2 (4);
 R_d der Bemessungswert des Herausziehwiderstandes nach DIN 1054, 12.4.3.

Für alle Bauteile der in DIN 1054, 12.4 behandelten Stützkonstruktionen ist nach den dafür geltenden Regeln die Sicherheit gegen Materialversagen im Grenzzustand GZ 1B nachzuweisen. Hierbei ist folgendes zu beachten:

- Die maßgebenden Bemessungswerte der Beanspruchung ergeben sich aus den Bemessungswerten der Schnittgrößen nach DIN 1054, 12.4.2.

- Der Widerstand der Stahlzugglieder von Verpressankern ist nach DIN 1054, 9.4.2 zu ermitteln.
- Für die Ermittlung der Bemessungswerte der übrigen Bauteilwiderstände sind die in den jeweiligen Bauartnormen und in den einschlägigen Empfehlungen angegebenen Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte maßgebend.

10. Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge

Abschnitt 10.6.7 von DIN 1054 regelt den Nachweis ausreichender Ankerlängen bei verankerten Stützwänden. Dieser Nachweis ist danach im GZ 1B zu führen. Da DIN 1054 keine Nachweise selbst beinhaltet, DIN 4084 aber ausschließlich Nachweise im GZ 1C umfasst, wird für den Nachweis ausreichender Ankerlängen auf EAB und EAU verwiesen. Bei diesem Nachweis geht man von einer Rotation des verankerten Bauwerkes um einen tief liegenden Drehpunkt aus.

Die Nachweisführung orientiert sich am Kranz'schen Verfahren [Kranz, 1953]. Es wird ein innerer Schnitt geführt (Bild 10), die Sicherheit wird auf die Ankerkraft bezogen. Die Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge ist gegeben wenn gilt:

$$A_G \cdot \gamma_G + A_Q \cdot \gamma_Q \leq A_{\text{mögl}} / \gamma_{Ep} \quad (21)$$

- mit :
- A_G charakteristischer Wert der Ankerkraft aus ständigen Einwirkungen
 - A_Q charakteristischer Wert der Ankerkraft aus veränderlichen Einwirkungen
 - γ_G Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
 - γ_Q Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
 - γ_{Ep} Teilsicherheitsbeiwert für Erdwiderstand

Sofern folgende Gegebenheiten vorliegen:

- starke Neigung der Rückseite der Wand zum Erdreich hin,
- hinter der Wand ansteigendes Gelände,
- vor der Wand abfallendes Gelände,
- Boden mit geringer Tragfähigkeit unterhalb des Wandfußes,
- besonders große Lasten im Bereich des steilen Bereichs der möglichen Gleitflächen,

können sich aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch nach DIN 4084 größere Ankerlängen ergeben als aus dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge.

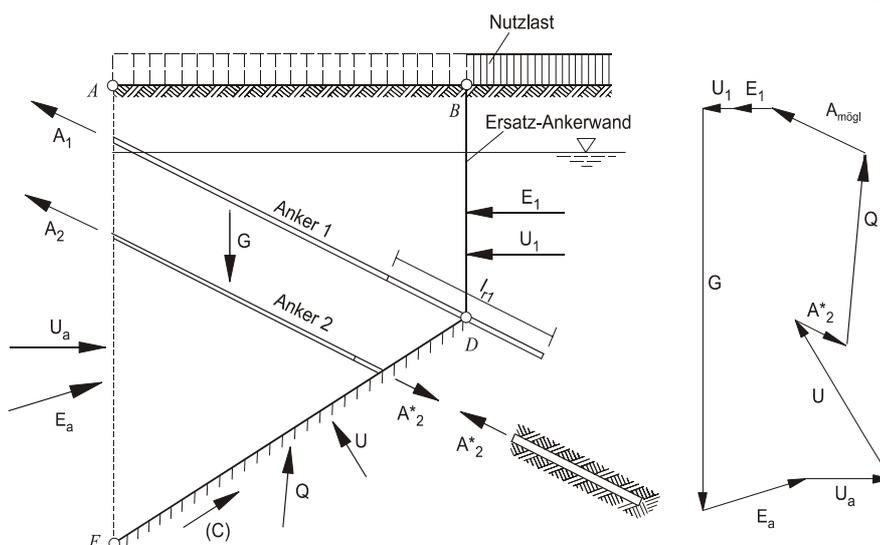


Bild 10: Nachweis der Sicherheit auf der tiefen Gleitfuge für eine 2-fach verankerte Stützwand
 (Quelle: Entwurf EAU 2004, Abschnitt 8, in Vorbereitung)

11. Besonderheiten bei Hängen

Bei Eingriffen in Hänge, für die bei ungünstigsten Grundwasserverhältnissen der Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den charakteristischen Werten der Scherparameter nahezu erreicht ist, ist nach der Beobachtungsmethode vorzugehen, siehe E DIN 1054.

Bei Standsicherheitsberechnungen für Eingriffe in solchen Hängen ist folgendes zu beachten:

- a) Die Grundwasserverhältnisse müssen aus Beobachtungen bekannt sein. Bei bereits vorhandenen Bewegungen muss aus Beobachtungen auch die Lage der Gleitfläche bekannt sein. Sie ist durch Messungen zu verfolgen. Die Bewegungen müssen auch über die Bauzeit hinaus durch Messungen überwacht werden.
- b) Der Nachweis ist mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit nach DIN 18137-1, zu führen, dessen charakteristischer Wert durch Rückrechnung zu ermitteln ist. Dabei ist anzunehmen, dass für den ungestörten Hang unter den Grundwasserverhältnissen, die zum Einsetzen von Bewegungen führen könnten bzw. geführt haben, der Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Teilsicherheitsbeiwerten gleich eins vorliegt. Der anschließende Nachweis ist mit dem gleichen Berechnungsverfahren durchzuführen, wie die Rückrechnung.

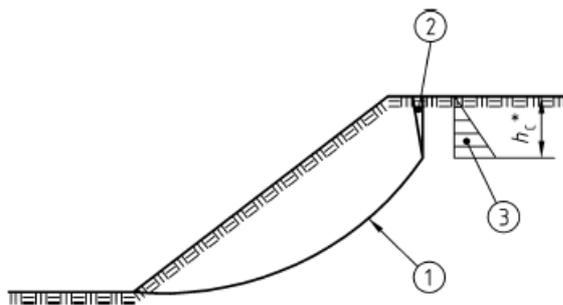
12. Zugrisse

Bei Böschungen mit längerer Standzeit in kohäsiven Böden sind Zugrisse mit einer Tiefe von

$$h_c^* = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \varphi' / 2)} \quad (22)$$

zu berücksichtigen (siehe Bild 11).

In den Rissen sind Wasserdrücke anzusetzen, wenn sich die Risse mit Wasser füllen können. Bei nichtbindiger Überlagerung ist eine iterative Ermittlung der Risttiefe nach Gleichung (22) mit einer über die Risttiefe gemittelten Kohäsion zulässig.



Legende:

- 1 Gleitlinie
- 2 Zugriss
- 3 Wasserdruck im Zugriss

Bild 11: Beispiel für eine Böschung mit Zugriss in kohäsivem Boden (Quelle: DIN 1054:2003-01)

13. Gebrauchstauglichkeit

Der Gebrauchszustand wird als eingehalten angesehen, wenn die Grenzzustandsgleichung für den Lastfall 1 mit den Bemessungswerten von Einwirkungen und Widerständen erfüllt ist, sofern es sich um mindestens mitteldichte nichtbindige bzw. steife bis halbfeste bindige Böden handelt. Bei lockeren nichtbindigen bzw. weichen bindigen Böden, die im dreiaxialen Scherversuch nach DIN 18137 Scherdehnungen von 20% bis zum Bruch aufweisen, ist der Ausnutzungsgrad der Bemessungswerte der



Scherparameter auf $2/3$ zu beschränken. Bei Böden mit Scherdehnungen zwischen 10 % und 20 % ist zwischen den Ausnutzungsgraden 1 und $2/3$ linear zu interpolieren.

Bei Geländesprüngen neben Gebäuden oder Verkehrsflächen, die erhöhten Gebrauchstauglichkeitsanforderungen unterliegen, wird je nach Einzelfall empfohlen, entsprechend DIN 1054, 4.4 (4) durch Einführung von zusätzlichen Anpassungsfaktoren $\eta < 1$ für Bodenwiderstände beim Nachweis des Grenzzustandes GZ 1C auch die Gebrauchstauglichkeit zu begründen oder die Beobachtungsmethode nach 4.5 anzuwenden.

Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Stützkonstruktionen mit nicht vorgespannten Zuggliedern ist die Verträglichkeit der Verformungen des gesamten Systems mit den Dehnungen der Zugglieder zu prüfen.

13. Geotechnische Kategorien

Für die Zuordnung in Geotechnische Kategorien nach DIN 1054, Abs. 4.2, können folgende Kriterien aus DIN 1054, Abs. 12.2.2 zugrunde gelegt werden:

- Geböschte Baugruben und nicht verbaute Gräben nach DIN 4124:2002-00, Abschnitt 4.2, dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden.
- Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Zuordnung von Hängen, Böschungen und Dämmen nach DIN 1054, 12.1.1 (2), von nicht verankerten Stützwänden nach 12.1.1 (3) sowie von Böschungssicherungen nach 12.1.1 (5) zur Geotechnischen Kategorie GK 3:
 - ausgeprägte Kriechfähigkeit des Bodens;
 - besondere Maßnahmen zum beschleunigten Abbau von Porenwasserüberdruck;
 - Gefahr von Setzungsfließen;
 - Gefahr einer rückschreitenden Erosion;
 - Dämme oder Bauwerke auf weichem, bindigem Baugrund;
 - Nichtausreichen ebener Betrachtungen von Bruchkörpern im Boden;
 - Einfluss von Erdbeben.
- Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Zuordnung von einfach oder mehrfach verankerten Stützwänden nach 12.1.1 (4) in die Geotechnische Kategorie GK 3:
 - dicht angrenzende, verschiebungs- oder setzungsempfindliche Bauwerke;
 - zeitliche Zunahme der Beanspruchung;
 - schwierige Grundwasserverhältnisse.

14. Normen, Empfehlungen, Literatur:

DIN 1054:2003-01

Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau,

DIN 4014

Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten:

E DIN EN 1536

Ausführung besonderer geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) Bohrpfähle; Deutsche Fassung pr EN 1536:1994

DIN 4026

Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

DIN V 4084-100:1996-04

Baugrund, Böschungs- und Geländebruchberechnungen, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten



- DIN E 4084:2002-11
Baugrund, Geländebruchberechnungen
- DIN 4125
Verpressanker - Kurzzeitanker und Daueranker - Bemessung, Ausführung, Prüfung
- DIN 4128:1983-04
Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.
- DIN 4149-1
Bauten in deutschen Erdbebengebieten . Teil 1: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- EAB
Empfehlungen des Arbeitskreises .Baugruben., herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage, in Vorbereitung
- EAU
Empfehlungen des Arbeitsausschusses .Ufereinfassungen. Häfen und Wasserstraßen, herausgegeben vom Arbeitsausschuss .Ufereinfassungen., der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 10. Auflage, in Vorbereitung
- EBGEO
Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)
- KRANZ, E.:
Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin: Ernst & Sohn, 1953, 2. Aufl.

15. Beispiele

15.1 Vergleich der Böschungshöhen nach DIN 4084:1981 und DIN 4084:2004

In diesem Beispiel wird untersucht, welche zulässigen Höhen bei verschiedenen charakteristischen Scherparametern eine homogene, nicht belastete und nicht durchströmte 1:1,5 geneigte Böschung haben darf, wenn die Bemessungswerte der Scherparameter ausgenutzt werden. Dazu wird das Diagramm von Taylor, 1948, Bild 12, verwendet. Die Bezugnahme erfolgt auf Wertepaare charakteristischer Scherparameter. Bild 13 zeigt für drei verschiedene Werte des charakteristischen Reibungswinkels als Scharparameter über dem charakteristischen Wert der Kohäsion c' die möglichen Böschungshöhen für das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054:2003-01 und für das globale Sicherheitskonzept mit $\eta = 1,3$ für Lastfall 1. Dieser Wert wäre bei einer Überarbeitung der DIN 4084 nach dem globalen Sicherheitskonzept statt $\eta = 1,4$ festgelegt worden. Die gestrichelten Linien in Bild 13 geben die zulässigen Höhen nach dem globalen Sicherheitskonzept (alt) an, die durchgezogenen nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2003-01 (neu). Man erkennt, dass mit zunehmendem Reibungswinkel die Unterschiede zwischen beiden Konzepten kleiner werden. Bild 14 zeigt, dass der prozentuale Unterschied praktisch unabhängig vom Betrag der Kohäsion ist. Bei einem charakteristischen Wert des Reibungswinkels von 20° beträgt die Grenzböschungshöhe nach dem neuen Konzept nur 85 % der nach dem alten Konzept für lamellenfreie Verfahren zulässigen Böschungshöhe bei $\eta = 1,3$.

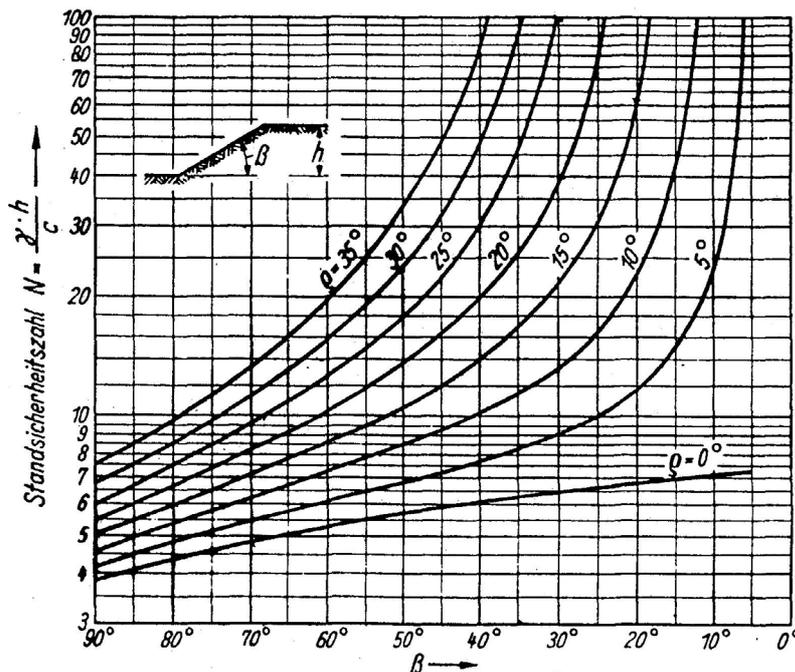


Bild 12:
 Diagramm von Taylor zur schnellen Ermittlung der Standsicherheit einer nicht belasteten, nicht durchströmten Böschung in homogenem Boden mit Reibung und Kohäsion.

15. Beispiele

15.1 Beispiel 1: Vergleich der Böschungshöhen nach DIN 4084:1981 und DIN 4084:2004

In diesem Beispiel wird untersucht, welche zulässigen Höhen bei verschiedenen charakteristischen Scherparametern eine homogene, nicht belastete und nicht durchströmte 1:1,5 geneigte Böschung haben darf, wenn die Bemessungswerte der Scherparameter ausgenutzt werden. Dazu wird das Diagramm von Taylor, 1948, Bild 12, verwendet, das für den Grenzzustand gilt, d.h. Nachweise mit diesem Diagramm unter Anwendung der Bemessungswerte liefern den Ausnutzungsgrad $\mu = 1$. Die Bezugnahme erfolgt aber auf Wertepaare charakteristischer Scherparameter, um die Ergebnisse mit denen nach dem globalen Sicherheitskonzept vergleichen zu können.

Bild 13 zeigt für drei verschiedene Werte des charakteristischen Reibungswinkels als Scharparameter über dem charakteristischen Wert der Kohäsion c' die möglichen Böschungshöhen für das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054:2003-01 und für das globale Sicherheitskonzept mit $\eta = 1,3$ für Lastfall 1. Dieser Wert wäre bei einer Überarbeitung der DIN 4084 nach dem globalen Sicherheitskonzept statt $\eta = 1,4$ festgelegt worden. Die gestrichelten Linien in Bild 13 geben die zulässigen Höhen nach dem globalen Sicherheitskonzept (alt) an, die durchgezogenen nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2003-01 (neu). Man erkennt, dass mit zunehmendem Reibungswinkel die Unterschiede zwischen beiden Konzepten größer werden. Bild 14 zeigt, dass der prozentuale Unterschied praktisch unabhängig vom Betrag der Kohäsion ist. Bei einem charakteristischen Wert des Reibungswinkels von 20° darf die Böschungshöhe bei Ausnutzung der Scherfestigkeit nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte ca. 11 % größer sein als die nach dem globalen Sicherheitskonzept für lamellenfreie Verfahren zulässigen Böschungshöhe bei $\eta = 1,3$. Bei einem charakteristischen Reibungswinkel von 35° ist die Böschungshöhe nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte knapp 7 % größer als nach dem alten Konzept.

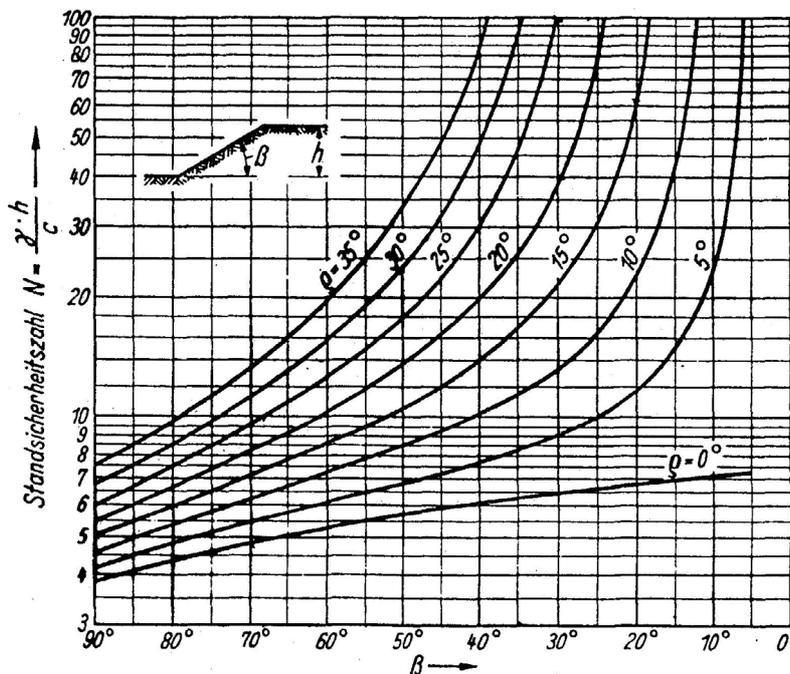


Bild 12: Diagramm von Taylor zur schnellen Ermittlung der Standsicherheit einer nicht belasteten, nicht durchströmten Böschung in homogenem Boden mit Reibung und Kohäsion.

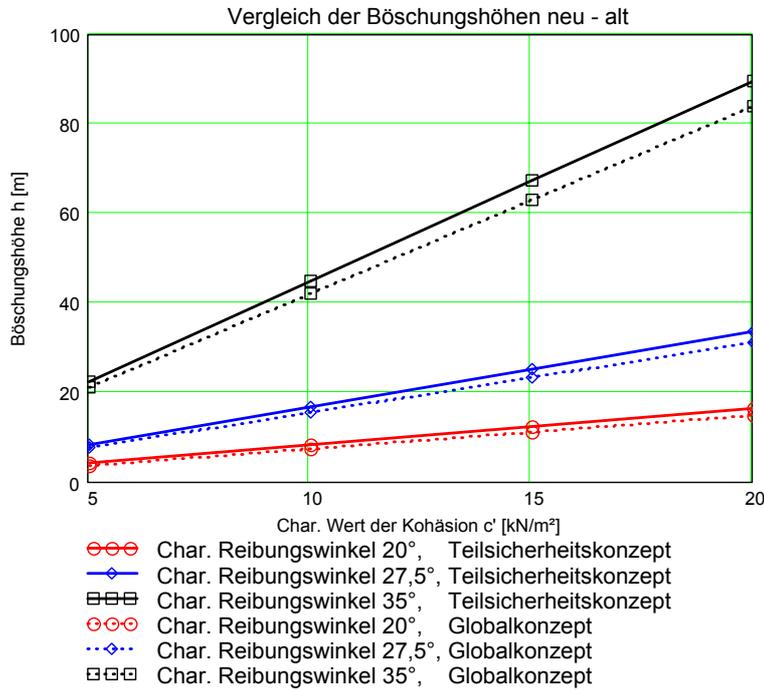


Bild 13: Vergleich der Höhen einer unter 1:1,5 geneigten Böschung für verschiedene charakteristische Werte der Scherparameter nach dem Konzept der Teilsicherheitswerte (DIN 1054:2003-01) mit dem globalen Sicherheitskonzept (DIN 4084:1981)

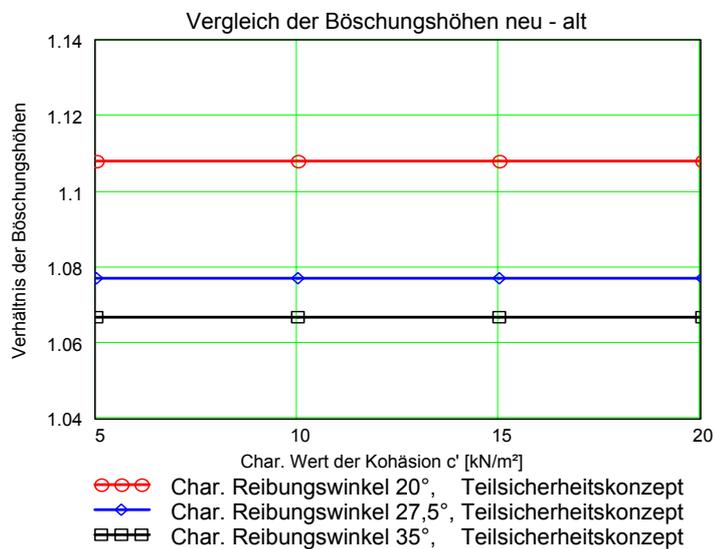


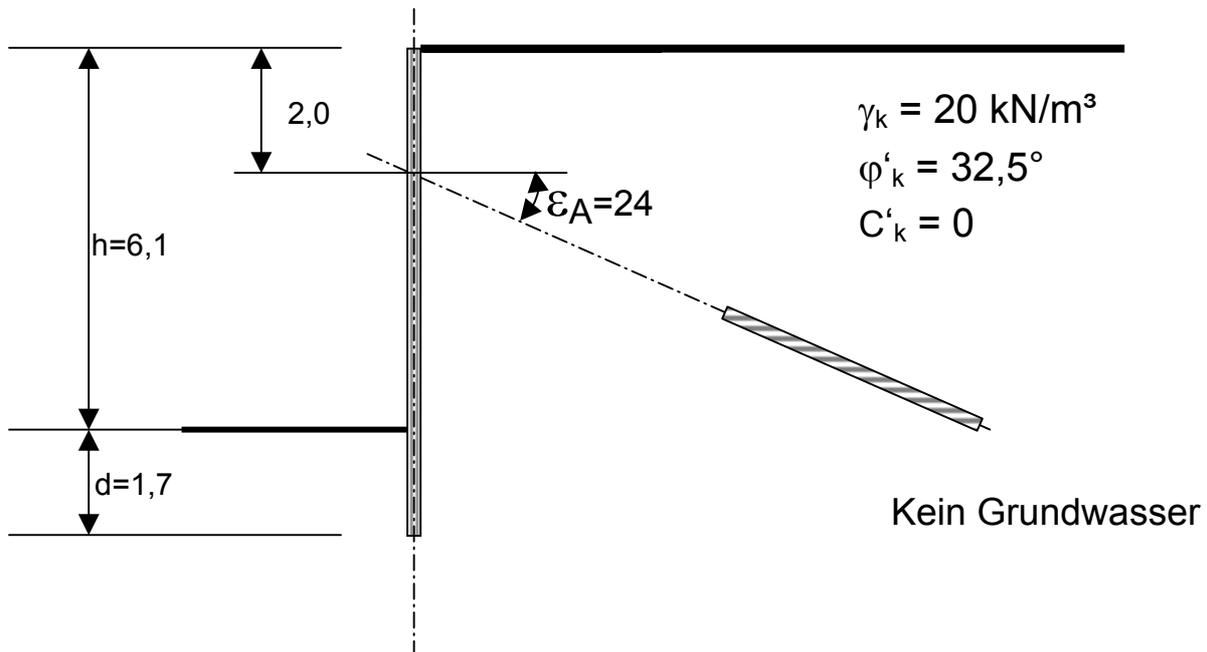
Bild 14: Verhältnis der Höhen einer unter 1:1,5 geneigten Böschung für verschiedene charakteristische Werte der Scherparameter nach dem Konzept der Teilsicherheitswerte (DIN 1054:2003-01) mit dem globalen Sicherheitskonzept (DIN 4084:1981)

15.2 Beispiel 2:

Nachweis der Gesamtstandsicherheit eines verankerten Stützbauwerkes für einen Zwei-Körper-Mechanismus

In diesem Beispiel wird ein Bruchmechanismus für eine Stützkonstruktion nach GZ 1C, Lastfall 1, untersucht. Der Bruchmechanismus für den Erdwiderstand wird durch den Bemessungswert der Erdwiderstandskraft ersetzt.

System des Geländesprungs:



Auf die Wiedergabe des vollständigen Nachweises der Stützwand für GZ 1B wird verzichtet.

Für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit müssen die Auflagerkräfte der Wand im GZ 1C zur bekannt sein.

Bemessungswert des Reibungswinkels:

$$\varphi_d = \arctan((\tan \varphi_k)/1,25) = 27^\circ$$

Bemessungswert der Wichte ($\gamma_\gamma = 1,0$):

$$\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$$

Erdruckbeiwert ($\delta_a = 2/3 \cdot \varphi_d$):

$$K_{aghd} = 0,381$$

Erdruckordinate an Baugrubensohle:

$$e_{aghd} = 6,1 \cdot 20 \cdot 0,381 = 46,48 \text{ kN/m}^2$$

Erdruckordinate am Wandfuß:

$$e_{aghd} = 7,8 \cdot 20 \cdot 0,381 = 59,44 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckkraft bis zum Wandfuß:

$$E_{aghd} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 7,8^2 \cdot 0,381 = 231,8 \text{ kN/m}$$

Erdwiderstandsbeiwert ($\delta_p = -2/3 \cdot \varphi_d$):

$$K_{pghd} = 4,522$$

Erdwiderstandsordinate am Wandfuß:

$$e_{pgh} = 1,7 \cdot 20 \cdot 4,522 = 153,75 \text{ kN/m}^2$$



Im GZ 1C sind die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Scherparameter bezogen, daher werden aktiver und passiver Erddruck überlagert.

Belastungsnullpunkt:	$z_0 = 0,51 \text{ m}$
Erddruckverteilung oberh. Belastungsnullpunkt:	rechteckförmig angenommen.
Erddruckkraft oberhalb Belastungsnullpunkt:	$E_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 6,61 \cdot 46,48 = 153,6 \text{ kN/m}$
Lage der resultierenden Erdwiderstandskraft t_0 :	Mitte zw. Belastungsnullpkt. und Wandfuß
Ermittlung der erf. Fußauflagerkraft E_{phderf} : Aus Summe Momente um Ankerkopfpunkt:	$E_{phderf} = (153,6 \cdot (6,61/2 - 2)) / (6,61 - 2,0 + 0,59)$ $= 38,4 \text{ kN/m}$
Grenzwert der Erdwiderstandskraft für die Wand:	$E_{phd} = \frac{1}{2} \cdot (1,7 - 0,51) \cdot (153,75 - 46,48)$ $= 63,8 \text{ kN/m}$
Ermittlung der Ankerkraft als Auflagerkraft A: Aus Summe der Horizontalkräfte:	$A_d = (153,6 - 38,4) / \cos 24^\circ = 124,8 \text{ kN/m}$
Bemessungswert der Erdwiderstandskraft für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit:	$E_{pdh} = \frac{1}{2} \cdot 1,7^2 \cdot 20 \cdot 4,552 = 131,6 \text{ kN/m}$

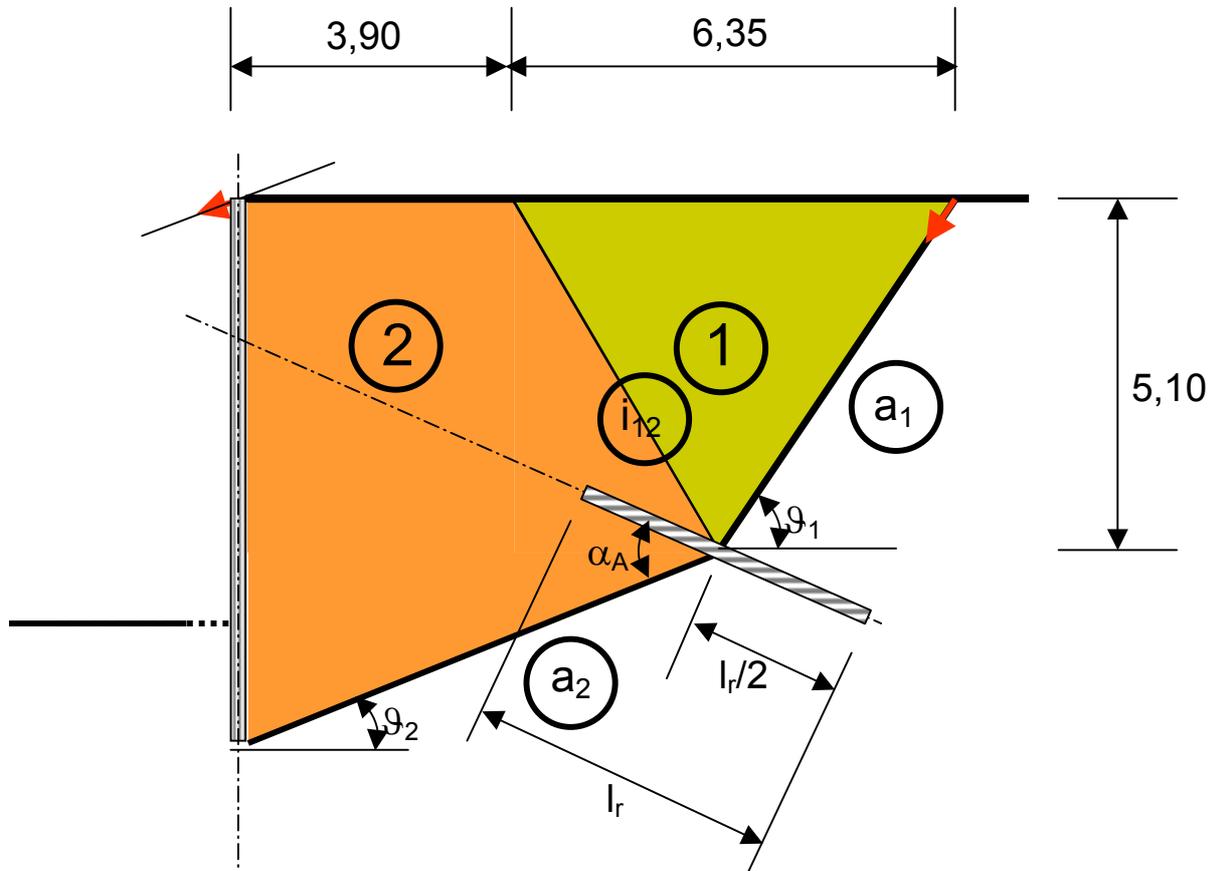
Nachweis der Gesamtstandsicherheit für einen angenommenen Mechanismus mit zwei starren Gleitkörpern:

Gewichtskräfte:	$G_1 = 324 \text{ kN/m}$ $G_2 = 733 \text{ kN/m}$
Bemessungswert der Erdwiderstandskraft:	$E_{pd} = 131,6 / \cos 18^\circ = 138,4 \text{ kN/m}$
Ansatz der Ankerkraft: Selbstspannung: Bemessungswert der Ankerkraft aus der Herausziehungskraft des Ankers im nicht bewegten Boden:	$\alpha_A = 46^\circ < 75^\circ$: Anker selbstspannend! $F_{Ad} = 1/2 \cdot 124,8 = 62,4 \text{ kN/m}$

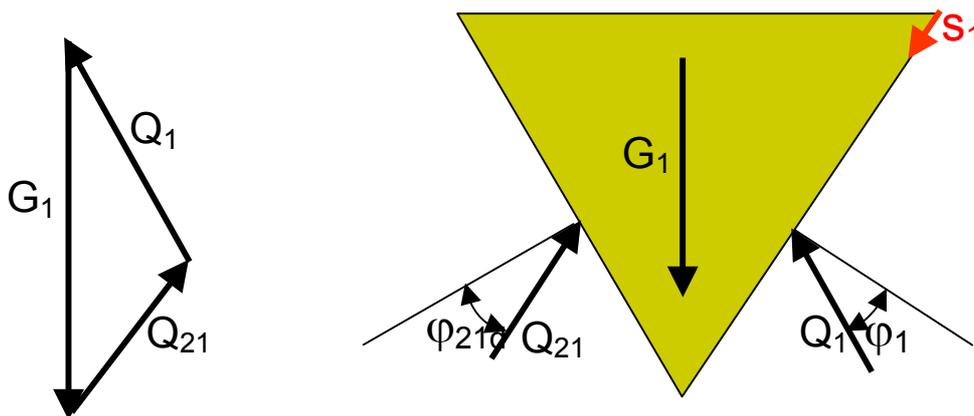
Der charakteristische Widerstand gegen Herausziehen ermittelt sich nach DIN 1054:2003-01, Abschnitt 12.4.3 in Verbindung mit 9.4 bei Verpressankern, in Verbindung mit Abschnitt 8.4 bei Zugpfählen.



System der Gleitkörper:

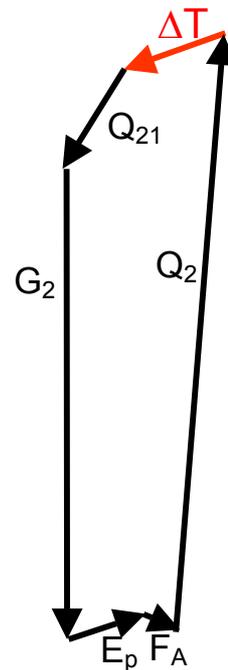
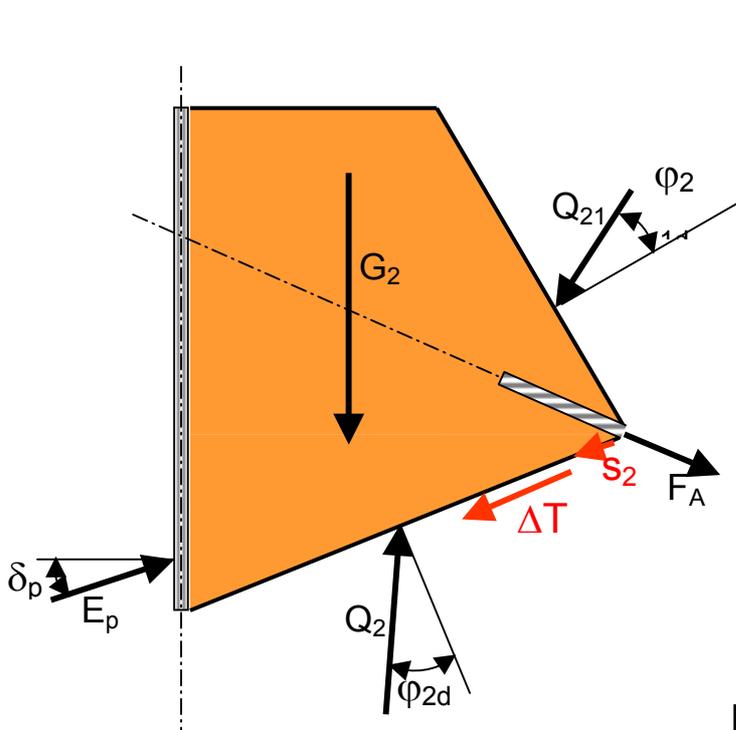


Kräfte an den Gleitkörpern: Gleitkörper 1



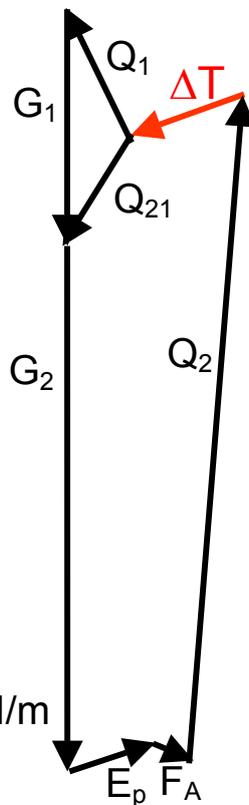
Krafteck M: 1cm = 50 kN/m

Kräfte an den Gleitkörpern: Gleitkörper 2



Krafteck M: 1cm = 100 kN/m

Krafteck für beide
 Gleitkörper



Krafteck M: 1cm = 100 kN/m

$\Delta T = 160 \text{ kN/m}$ antreibend

Der untersuchte Mechanismus ist sicher, weitere Mechanismen sind zu untersuchen, bis der ungünstigste gefunden ist. Dabei sind die äusseren und inneren Gleitlinien zu variieren.



Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge:

Hinweis: Dieser Nachweis ist weder in DIN 1054:2003-01 noch in der zukünftigen DIN 4084 enthalten. Entsprechenden Regeln zur Führung dieses Nachweises werden wie bisher auch in EAU und EAB enthalten sein. Soweit derzeit absehbar, wird der Nachweis mit einem inneren Schnitt im Rahmen des GZ 1B geführt werden, d.h. es wird mit charakteristischen Werten bis zur Grenzzustandsgleichung gerechnet. Die Sicherheit wird auf die Ankerkraft bezogen werden. Nachfolgendes Beispiel kann als Vorabinformation angesehen werden. Es werden nur ständige Lasten angesetzt.

Erdruckbeiwert ($\varphi_k, \delta_{ak} = 2/3, \varphi_k$):

$$K_{aghd} = 0,251$$

Erdruckbeiwert ($\varphi_k, \delta_{ak} = 0$):

$$K_{aghd} = 0,301$$

Gewichtskraft des Gleitkörpers:

$$G_{1k} = 884 \text{ kN/m}$$

Char. Wert der Erddruckkraft auf die Stützwand:

$$E_{ak} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 7,8^2 \cdot 0,251 = 153 \text{ kN/m}$$

Char. Wert der Erddruckkraft auf die Ersatzwand:

$$E_{1k} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 5,1^2 \cdot 0,301 = 78 \text{ kN/m}$$

Char. Wert der Ankerkraft aus ständigen
Einwirkungen (überschläglich ermittelt):

$$A_G = 96 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

GZ 1B, Lastfall 1:

$$\gamma_G = 1,35$$

Char. Wert der möglichen Ankerkraft (grafisch):

$$A_{mögl} = 195 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwert für Erdwiderstand,

GZ 1B, Lastfall 1:

$$\gamma_{Ep} = 1,40$$

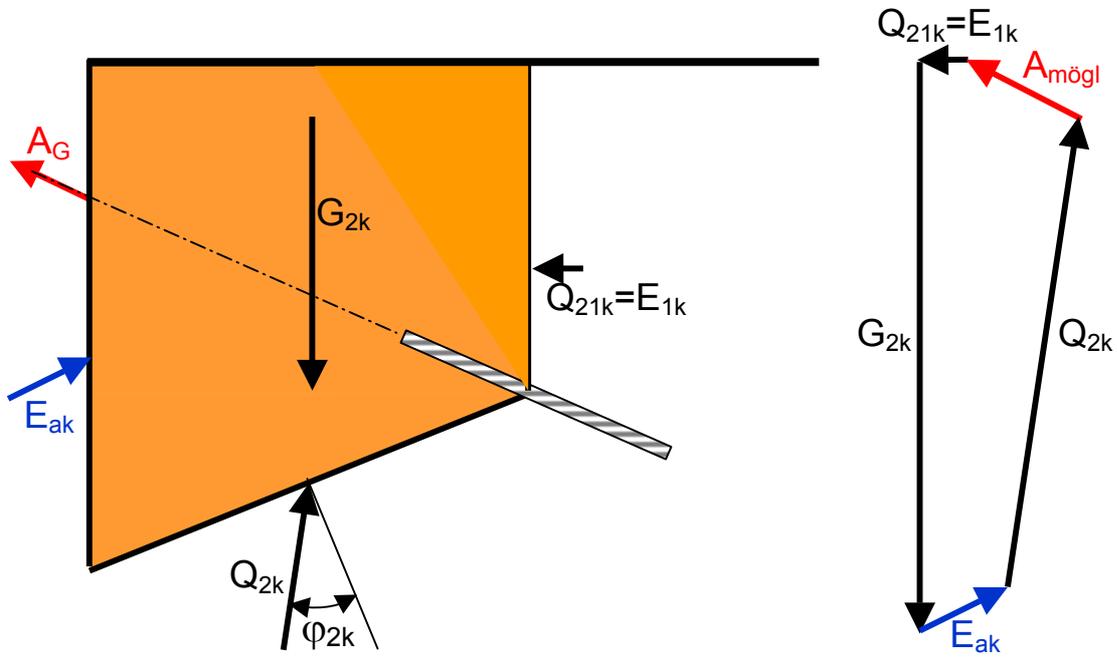
Sicherheitsnachweis:

$$A_G \cdot \gamma_G = 96 \cdot 1,35 = 129,6 \text{ kN/m}$$

$$A_{mögl} / \gamma_{Ep} = 195 / 1,40 = 139,3 \text{ kN/m}$$

$$A_G \cdot \gamma_G < A_{mögl} / \gamma_{Ep}$$

Grafische Lösung:



Krafteck M: 1cm = 100 kN/m

Geotechnik – Seminar

DIN 1054 – neu

„Bemessung von Baugrubenwänden“

Dr.-Ing Thomas Voigt

Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Technische Universität München

17. Oktober 2003

Inhaltsverzeichnis

1. VORBEMERKUNGEN	3
2. ALLGEMEINE VORGEHENSWEISE BEI DER BERECHNUNG VON BAUGRUBEN	5
3. BERECHNUNGSBEISPIEL	7
3.1. Belastung und Baugrundverhältnisse	7
3.2.1. DIN 1054 - alt	9
3.2.2. DIN 1054 (2003)	11
3.3. Ausführliche Berechnung für aktiven Erddruck E_a und Wasserdruck W	14
3.3.1. DIN 1054 - alt	14
3.3.2. DIN 1054 (2003)	16
3.4. Ausführliche Berechnung für aktiven Erddruck E_a und Fundamentlast Q	20
3.4.1. DIN 1054 - alt	20
3.4.2. DIN 1054 (2003) für $E_a + Q$	21
3.4.3. Nachweis der Vertikalkräfte DIN 1054 – 2003	22
3.4.4. Nachweis der Ankerlänge (tiefe Gleitfuge)	26
3.4.4.1. Allgemein	26
3.4.4.2. Beispiel für Belastung aus $E_a + Q$ DIN 1054 (2003)	27
3.4.5. Bemessung des Spundwandprofils	30
3.4.5.1. Nach DIN 1054 (alt)	30
3.4.5.2. Nach DIN 1054 (2003)	30
3.4.6. Bemessung des Ankerstahlquerschnittes	31
3.4.6.1. Nach DIN 1054 (alt)	31
3.4.6.2. Nach DIN 1054 (2003)	31
3.5.1. DIN 1054 (2003) für $E_a + Q + W$	32
4. ZUSAMMENFASSUNG	34
LITERATUR	34

1. Vorbemerkungen

Die bisher gültigen Regeln zur Bemessung von Baugruben puffern die Unsicherheiten in der Prognose des Baugrundverhaltens durch eine globale Sicherheitsbetrachtung ab. Der globale Sicherheitsbeiwert deckt dabei die Streuung der Kennwerte des Bodens, die Vereinfachungen der Berechnungsansätze und die Unsicherheit über die tatsächlich eintretende Belastung ab. Diese Vorgehensweise ermöglichte einen relativ einfachen Berechnungsablauf, in den alle Größen mit ihren charakteristischen Werten eingingen und der Sicherheitsbeiwert erst mit dem Vergleich zwischen den zulässigen und vorhandenen Werten im letzten Schritt in Erscheinung trat.

Der Gedanke, der der neuen Normengeneration insgesamt zugrunde liegt ist, dass die einzelnen Eingangsgrößen der Standsicherheitsberechnung eine unterschiedlich große Streuung aufweisen und zudem das Ergebnis unterschiedlich stark beeinflussen. Konsequenter Weise muss jeder Größe ein eigener spezifischer Teilsicherheitsbeiwert zugeordnet werden.

Für die Größen auf der Einwirkungsseite (Belastung) dienen die Teilsicherheiten zur Erhöhung der charakteristischen Werte und für die Größen auf der Widerstandsseite zur Abminderung. Im neuen Sicherheitskonzept müssen die einzelnen Größen im Gegensatz zur früheren Vorgehensweise bereits vor der eigentlichen Bemessung mit dem zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert kombiniert werden.

Die Einführung der neuen Normengeneration wirft damit die Frage nach dem praktischen Umgang bei der Bemessung konkreter Baugrubenkonstruktionen auf.

Für die EAB liegt bisher noch keine Überarbeitung auf der Grundlage der neuen Normengeneration vor. Erste Hinweise zur Berechnung von Baugruben auf der Grundlage der neuen Normen wurden u.a. von Weißenbach, 2003b, in Form eines Beispiels gegeben. Danach sind für Standsicherheitsberechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept folgende Besonderheiten hervorzuheben:

- a) Die Grenzzustandsbedingung $E_d \leq R_d$ des Teilsicherheitskonzeptes verlangt eine scharfe Trennung zwischen Einwirkungen (E) und Widerständen (R).
 - ➔ Einwirkungen und Widerstände werden getrennt voneinander ermittelt.
- b) Eine Überlagerung von Erddruck (Einwirkung E) und abgemindertem Erdwiderstand (Widerstand R) ist nicht mehr möglich, auch nicht eine Überlagerung von mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöhtem Erddruck oder mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindertem Erdwiderstand.
 - ➔ Das angeführte Verbot der Überlagerung von belastendem Erddruck und Erdwiderstand führt dazu, dass grundsätzlich mit vorgelagertem Erdwiderstand gerechnet werden und die Umlagerungsfigur anders zusammengesetzt werden muss. Ein Beispiel zur Verdeutlichung der unterschiedlichen Vorgehensweise ist in Bild 1 dargestellt.

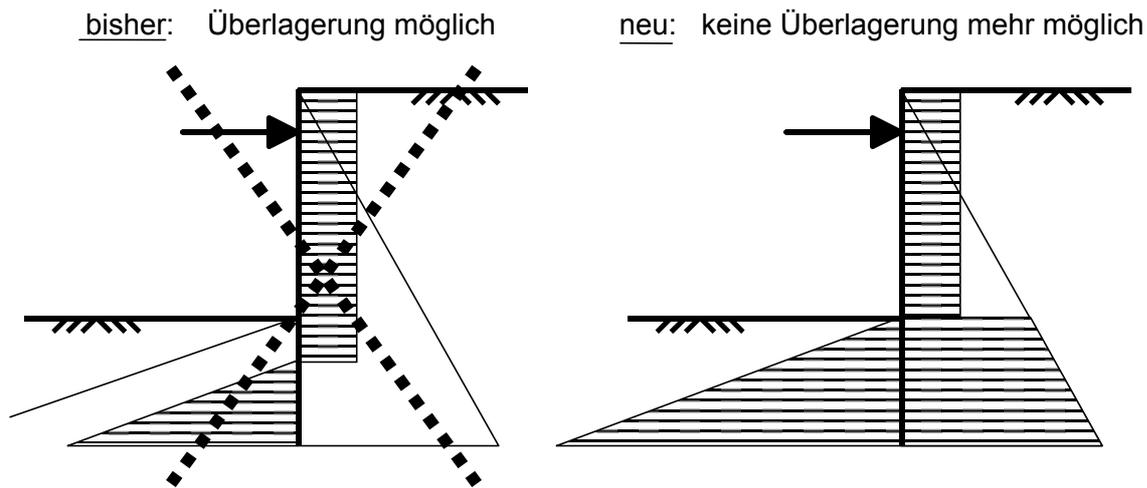


Bild 1 : Beispiel für die Erddruckumlagerung nach alter und neuer Norm

- c) Es gibt keinen Belastungsnullpunkt mehr, bis zu dem eine ermittelte resultierende Bemessungslast in eine wirklichkeitsnahe Lastfigur umgewandelt wird.
- ➔ Das untere Ende der umgelagerten Lastfigur muss nunmehr gewählt werden. Der Arbeitskreis Baugruben empfiehlt im Regelfall eine Umlagerung von Geländeoberfläche bis Baugrubensohle
- d) Alle bisher üblichen Rechenprogramme für wandartige Stützbauwerke und für Baugrubenwände sind nur noch für Vorbemessungen zu gebrauchen.
- e) Grundsätzlich sind alle Abmessungen im Vorweg anzunehmen und dann auf dem Wege der Iteration zu optimieren.
- f) Als grundsätzliche Schwierigkeit kommt bei der im Boden eingespannten Wand noch hinzu, dass kein unterer Auflagerpunkt definiert werden kann und daher für die Schnittgrößenermittlung die Bemessungseinwirkungen mit den angenommenen Bemessungsbodenreaktionen überlagert werden müssen, sofern das Rechenprogramm keine Möglichkeit bietet, innerhalb eines Trägerabschnittes gleichzeitig positive und negative Belastungen aufzubringen.

In den nachfolgenden Berechnungsbeispielen wurde mit einer einfach rückverankerten Spundwand (temporärer Baugrubenverbau), die im Boden gelenkig aufgelagert ist, ein einfaches System gewählt, um die Unterschiede zwischen den einzelnen Sicherheitsnachweisen deutlich aufzeigen zu können. Es kam hier weniger auf den richtigen Zahlenwert an als auf die grundsätzlichen Vorgänge bei der Berechnung. Der Zwischenaushubzustand zum Einbau der ersten Ankerlage wurde hier nicht betrachtet.

Folgende Bemessungsergebnisse werden dargestellt:

- Einbindetiefe der gelenkig frei aufgelagerten Spundwand
- Widerstandsmoment der Spundwand
- Ankerstahlquerschnitt für die Rückverankerung der Spundwand
- Ankerlänge

2. Allgemeine Vorgehensweise bei der Berechnung von Baugruben

Bei der neuen Norm DIN 1054 (Ausgabe Januar 2003) ist für die Dimensionierung der Spundwandkonstruktion der Grenzzustand 1B, hier im Lastfall 2, maßgebend.

Demzufolge werden entsprechend der neuen Berechnungsmethode die mit den charakteristischen Bodenkennwerten ermittelten Beanspruchungen auf die Spundwand mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_G = 1,2$ für ständige Einwirkungen und $\gamma_Q = 1,3$ für den Erddruck aus Verkehrslasten multipliziert. Diese Teilsicherheiten ergeben sich aus der Tabelle 2 der DIN 1054.

Der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite wird vorgelagert wie bisher berechnet, die ange-setzte Teilsicherheit beträgt jedoch statt $\eta = 1,5$ wie in der alten Norm bzw. der EAB entsprechend der Tabelle 3 der DIN1054 jetzt $\gamma_{Ep} = 1,3$.

DIN 1054 / EAB 3. Auflage bisher	DIN 1054:2003-01 neu
1. Entwurf des Bauwerkes und Festlegung des statischen Systems	
2. Ermittlung der Einwirkungen auf das statische System <ul style="list-style-type: none"> - Ermittlung der klassischen Erddruckverteilung - Ggf. Überlagerung mit dem abgeminderten Erdwiderstand - Ggf. Umlagerung des Erddruckes bis zum Belastungsnullpunkt 	2. Ermittlung der <u>charakteristischen</u> Werte $F_{k,i}$ der Einwirkungen. <p><u>Bemerkung</u> :</p> Die Bodenkennwerte werden mit charakteristischen Werten eingesetzt. Aufgrund der unterschiedlichen Sicherheiten für Beanspruchungen (Schnittkräfte) aus ständigen Lasten (z.B. Erddruck aus Eigengewicht des Bodens, großflächige Ersatzaufasten bis 10 kN/m ² usw.) und aus veränderlichen Lasten (Verkehrslasten) müssen die Anteile getrennt ermittelt werden.
3. Ermittlung der Geometriegrößen (Wandeinbindelänge) mit $\eta_p = 1,5$ für die Abminderung des Erdwiderstandes.	3. Ermittlung der <u>charakteristischen</u> Beanspruchungen $E_{k,i}$ in Form von Schnittgrößen oder Spannungen <p><u>Bemerkung</u> :</p> Schnittgrößen und Spannungen müssen für ständige und veränderliche Einwirkungen wegen der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte getrennt ermittelt werden. Die Einbindetiefe der Wand ist im ersten Schritt nach Erfahrung zu wählen.

DIN 1054 / EAB bisher	DIN 1054:2003-01 neu
4. Ermittlung der maßgeblichen Schnittgrößen mit $\eta_p = 1,2$	4. Ermittlung der <u>charakteristischen</u> Widerstände $R_{k,j}$ des Baugrundes (Erdwiderstand vor dem Wandfuß) <u>Bemerkung:</u> Die Bodenkennwerte werden mit charakteristischen Werten eingesetzt. Die Wandlänge ist gemäß Pkt. 3 zunächst abzuschätzen.
5. Bemessung der Konstruktionselemente der Verbauwand nach den jeweiligen Normen. Die Sicherheiten werden ausschließlich über die Abminderung der Materialfestigkeiten auf zulässige Spannungen definiert.	5. Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Lasten. <u>Bemerkung :</u> Die Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tab. 2 der DIN 1054 (2003) festgelegt. Nach DIN 1054 gilt für Baugrubenwände der Grenzzustand 1B „Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen“. Aufgrund der für Baugruben geltenden Sicherheitsklasse SK 2 in Verbindung mit der Einwirkungskombination EK 1 oder EK 2 ist der Teilsicherheitsbeiwert für Lastfall LF 2 maßgebend. Für Steifen gilt LF 1.
	6. Ermittlung der Bemessungswerte $E_{d,j}$ der Beanspruchungen mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen <u>Bemerkung:</u> Die Schnittgrößen/Spannungen werden mit dem jeweils zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert für ständige bzw. veränderliche Einwirkungen multipliziert und danach überlagert.
	7. Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände des Baugrundes (Erdwiderstand am Fußauflager). <u>Bemerkung :</u> Die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände sind in Tab 3 der DIN 1054 angegeben. Für den Fußwiderstand von Baugrubenwänden gilt GZ 1B, Erdwiderstand und i.d.R. LF 2.

	<p>8. Ermittlung der Bemessungswerte $R_{d,i}$ der Widerstände des Baugrundes (Erdwiderstand am Fußauflager) mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenwiderstände sowie Ermittlung der Bemessungswiderstände $R_{d,i}$ der Bauteile (zulässige Spannungen) n. d. Regeln der jeweiligen Norm.</p>
	<p>9. Nachweis der Einhaltung der Grenzzustandsbedingung $\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i}$ für das Fußauflager und für die Bauteile der Verbauwand.</p> <p><u>Bemerkung:</u> Die Einbindelänge der Wand muss vergrößert werden, wenn die Grenzzustandsgleichung nicht erfüllt ist. Ist die Grenzzustandsgleichung für Bauteile nicht erfüllt, muss der Querschnitt verstärkt oder die Materialfestigkeit erhöht werden.</p>

3. Berechnungsbeispiel

3.1. Belastung und Baugrundverhältnisse

Folgende Belastungssituationen werden untersucht:

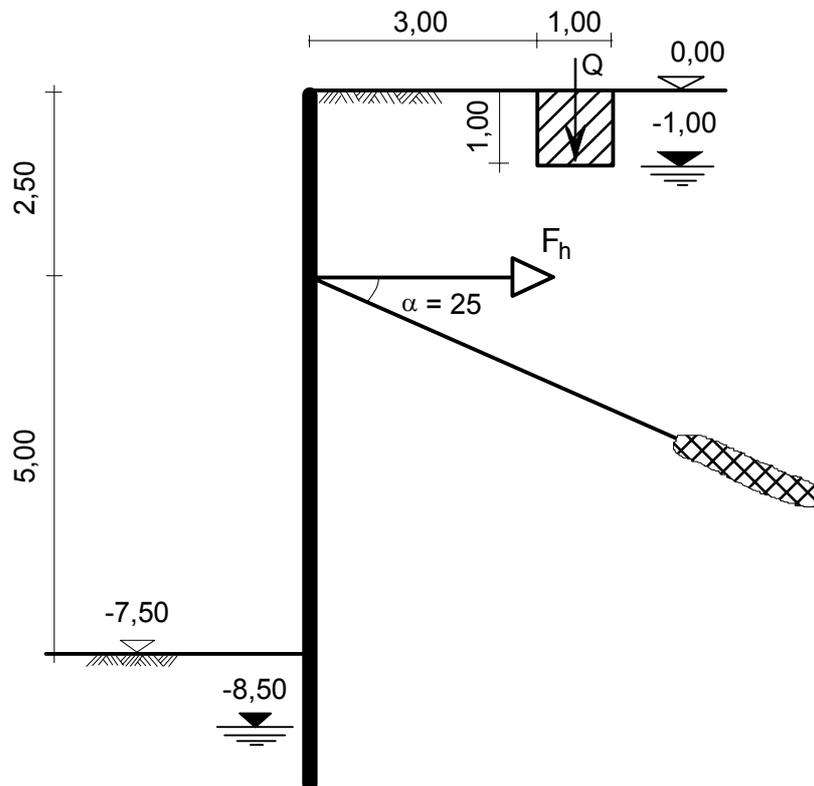
- Belastung mit aktivem Erddruck, rechteckige Erddruckumlagerung
- Belastung durch ein Streifenfundament, dessen Last sich aus Eigengewicht und Verkehrslast zusammensetzt
- Belastung durch Erd- und Wasserdruck
- Überlagerung dieser Lastfälle

Als Baugrund wurde ein mitteldichter Sandboden angesetzt. Die jeweiligen Bodenkennwerte sind aus den nachfolgenden Darstellungen zu entnehmen.

(Hinweis: die Umlagerungsfigur wurde wegen der Handberechnungen vereinfachend als Rechteck über die gesamte Höhe angesetzt, obwohl gemäß EB70 wegen der tiefen Stützung mindestens ein abgestuftes Rechteck richtiger wäre. Es wurde mit gekrümmten Gleitflächen gerechnet, für den Gleitflächenwinkel wurde jedoch vereinfachend der Wert $\vartheta_a = 45 + \phi/2$ angesetzt. Eine Umströmung der Spundwand wurde vereinfachend ausgeschlossen.)

Statisches System und Belastung

temporärer Baugrubenverbau



- Belastung 1: aktiver Erddruck (E_a)
 Belastung 2: E_a + Fundamentlast ($E_a + Q$)
 Belastung 3: E_a + Wasserdruck ($E_a + W$)
 Belastung 4: $E_a + Q + W$

Bodenkennwerte Sand
mitteldicht bis dicht

$$\begin{aligned} \gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 10 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi' &= 32,5^\circ \\ \delta &= 2/3 * \varphi'_k = 21,7^\circ \\ c' &= 0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Fundamentlast Q:

$$\begin{aligned} \text{Eigengewichtsanteil } g &= 200 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Verkehrslastanteil } p &= 100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

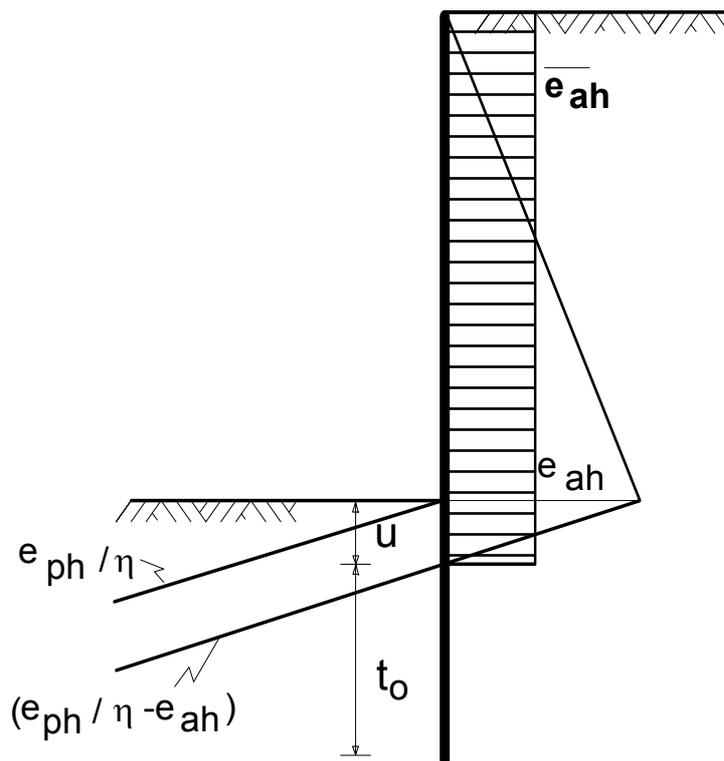
3.2. Ausführliche Berechnung für aktiven Erddruck E_a

Für den Baugrund 1 (eine Bodenschicht, keine Kohäsion) und die Belastung 1 (aktiver Erddruck) wird eine ausführliche Vergleichsberechnung durchgeführt.

3.2.1. DIN 1054 - alt

• Erddruckverteilung:

Erddruckumlagerung nach EAB, EB 17 und EB 42
Berechnung für Lastfall 2 (LF 2)



Bodenkennwerte

γ	=	18	kN/m ³
γ'	=	10	kN/m ³
φ'	=	32,5°	
δ	=	2/3 * φ'_k	= 21,7°
c'	=	0	kN/m ²

Die bisherigen als "cal"-Werte verwendeten Bodenkenwerte entsprechen den charakteristischen Bodenkenwerten der DIN 1054 (2003)

• Ermittlung der Erddruckbeiwerte:

$$k_{ah} = \frac{\cos^2 32,5}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32,5^\circ + 21,7^\circ) \cdot \sin 32,5^\circ}{\cos 21,7^\circ}}\right)^2} = 0,251$$

hier wegen $\varphi > 30^\circ$ gekrümmte Gleitflächen $\rightarrow K_{ph} = 6,770$ (aus Tabellenwerken entnommen)

Ermittlung des Erdwiderstandes zu

$$e_{ph} = \frac{\gamma \cdot h \cdot K_{ph}}{\eta} = \frac{18 \cdot h \cdot 6,770}{1,5} \quad \text{mit } \eta = 1,5 \text{ nach EAB EB19 (2)}$$

• **Berechnung des Lastnullpunktes:**

$$e_{ah-7,5} = \gamma \cdot h \cdot k_{ah} = 18,0 \cdot 7,50 \cdot 0,251 = 33,89 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \frac{e_{ah}}{\gamma \cdot (k_{ph} / \eta - K_{ah})} = \frac{33,89}{18 \cdot (6,770 / 1,5 - 0,251)} = 0,44 \text{ m}$$

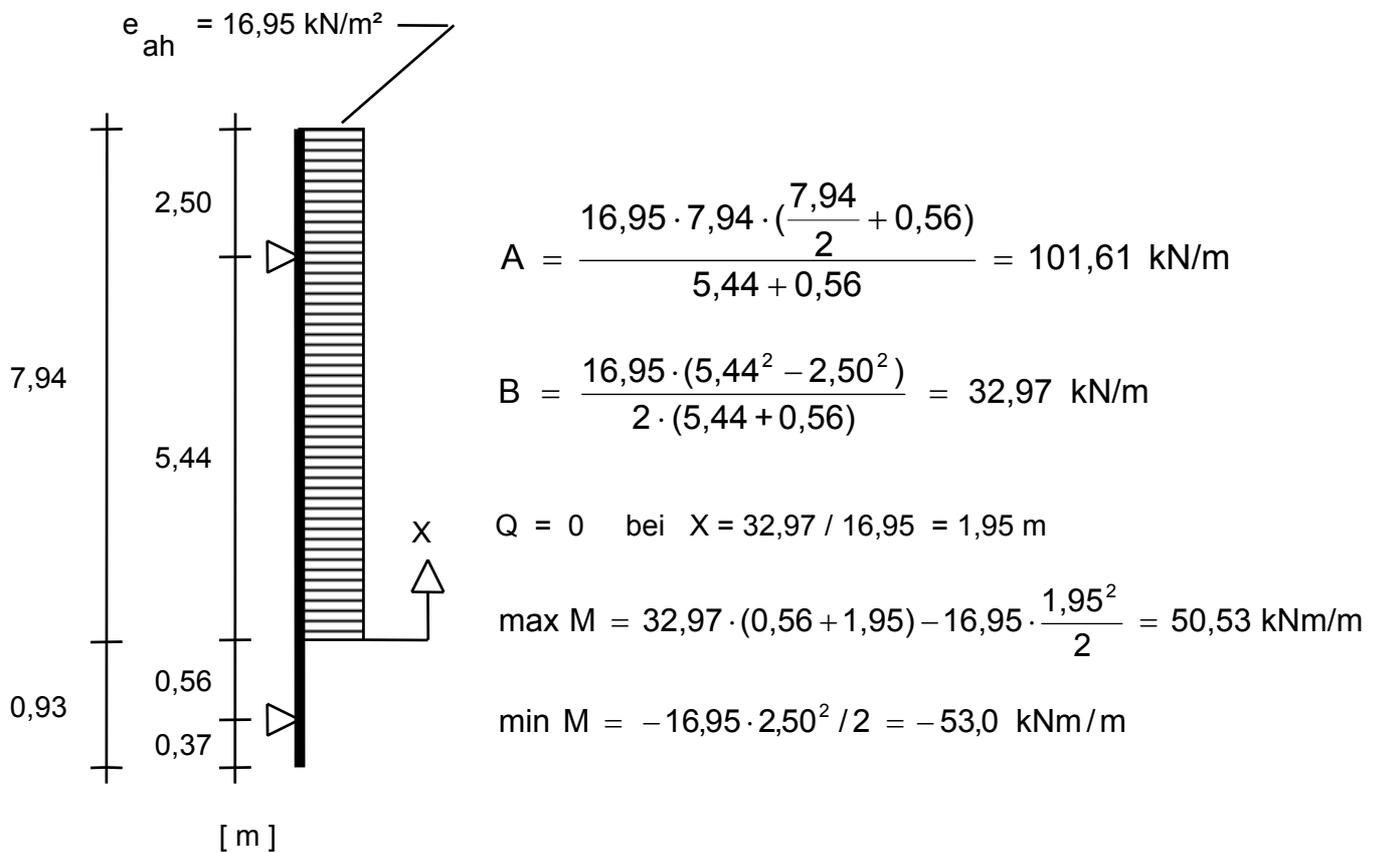
$$\bar{e}_{ah} = 0,5 \cdot 33,89 = 16,95 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ordinate der Umlagerungsfigur, hier: Gleichlast})$$

• **Berechnung der Schnittkräfte:**

Abschätzung der Einbindetiefe bzw. analytische Ermittlung

$$t_o = 0,93 \text{ m}$$

$$0,6 \cdot t_o = 0,56 \text{ m} \quad (\text{Fußauflager nach EB 19 (5) EAB 3. Auflage})$$



• **Nachweis der Fußeinbindung:**

$$B \leq 0,5 \cdot \gamma \cdot (K_{ph} / \eta - K_{ah}) \cdot t_o^2 \quad (= \text{Erdwiderstand nach Überlagerung})$$

$$32,97 < 0,5 \cdot 18 \cdot (6,770 / 1,5 - 0,251) \cdot 0,93^2 = 33,18 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

$$\rightarrow t = u + t_o = 0,44 + 0,93 = \underline{\underline{1,37 \text{ m}}}$$

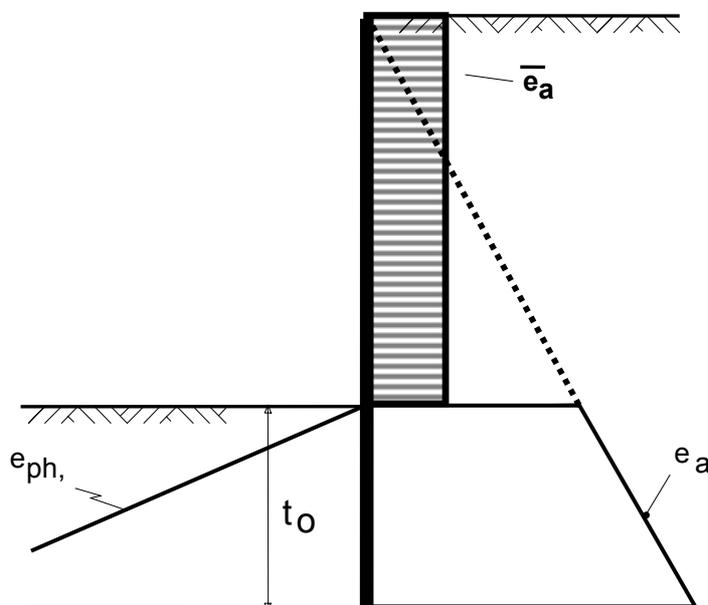
3.2.2. DIN 1054 (2003)

Bei der Ermittlung der Einwirkungen nach der neuen DIN1054 (2003) werden die Erd- und Wasserdrücke mit den charakteristischen Kennwerten wie bisher nach der alten DIN 1054 berechnet jedoch getrennt für ständige und veränderliche Einwirkungen und ohne eine Überlagerung mit dem Erdwiderstand vorzunehmen.

Die am statischen System ermittelten charakteristischen Schnittgrößen werden anschließend im Rahmen der Bauteilbemessung mit den Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt.

• Erddruckverteilung:

Erddruckumlagerung nach Weissenbach 2003b bis zur Baugrubensohle



Bodenkennwerte

γ	=	18	kN/m ³
γ'	=	10	kN/m ³
φ'	=	32,5°	
δ	=	2/3 * φ'_k	= 21,7°
c'	=	0	kN/m ²

(Die bisherigen als "cal"-Werte verwendeten Bodenkennwerte werden den charakteristischen Bodenkennwerten der DIN 1054 (2003) gleichgesetzt)

• Berechnung der Erddruckbeiwerte für GZ 1B und LF 2

aktive Seite:

$$K_{ah} = 0,251$$

$$e_{ah,k(-7,5)} = \gamma \cdot h \cdot K_{ah} = 18 \cdot 7,5 \cdot 0,251 = 33,89 \text{ kN/m}^2$$

Umlagerungsfigur bis zur Baugrubensohle = $33,89 / 2 = \underline{16,95 \text{ kN/m}^2}$

passive Seite (wie bisher, jedoch noch ohne Sicherheitsbeiwert)

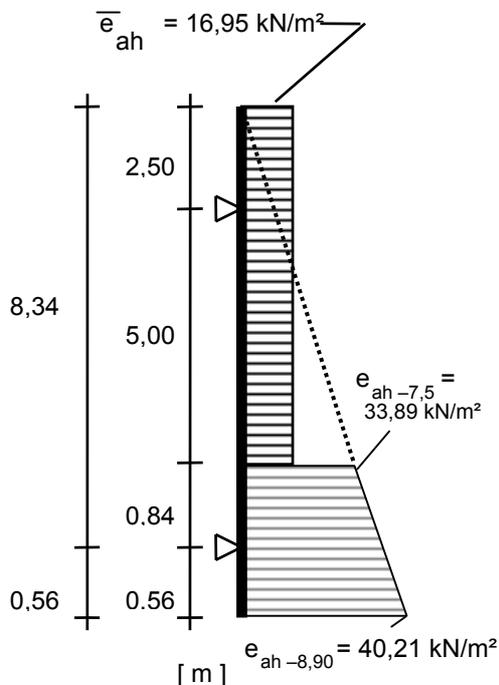
$$K_{ph,k} = 6,770$$

$$e_{ph,k} = \gamma \cdot h \cdot K_{ph} \quad (\text{entspricht dem Erdwiderstand wie bisher ohne } \eta)$$

• Berechnung der Einwirkungen

Abschätzen der Einbindetiefe: $t_0 = 1,40 \text{ m}$

$$0,6 \cdot t_0 = 0,84 \text{ m}$$



aus Balkenprogramm:

Indices: g = ständig
P = veränderlich
h = horizontal
k = charakteristisch
d = design / Bemessungswert

$$\begin{aligned} \max A_{gh,k} &= 100,98 \text{ kN/m} \\ \max B_{gh,k} &= 78,01 \text{ kN/m} \\ \max M_{g,k} &= 48,35 \text{ kNm/m} \\ \min M_{g,k} &= -52,97 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

• Berechnung der Widerstände

$$E_{p,ghk} = \gamma \cdot h^2 \cdot K_{ph} / 2 = 18 \cdot 1,40^2 \cdot 6,770 / 2 = 119,42 \text{ kN/m}$$

• Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B in diesem Beispiel nur Erddruck

$$E_d = B_{gh,d} = B_{gh,k} \cdot \gamma_G = 78,01 \cdot 1,20 = 93,61 \text{ kN/m}$$

Widerstand R_d hier nur Erdwiderstand $E_{p,ghd}$

$$R_d = E_{p,ghd} = E_{p,ghk} / \gamma_{Ep} = 119,42 / 1,30 = 91,86 \text{ kN/m}$$

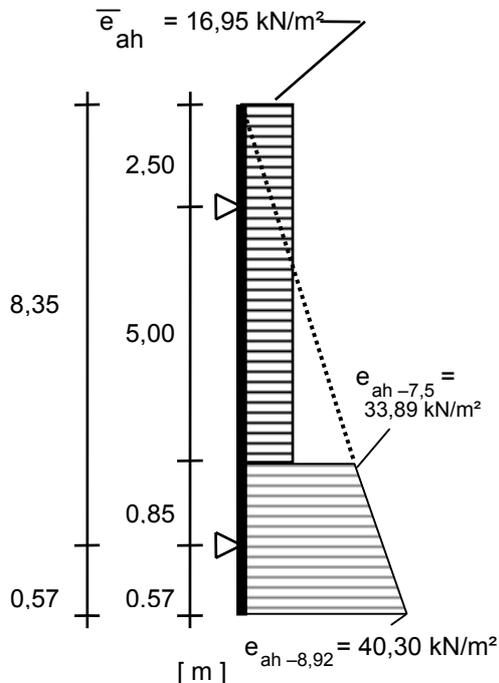
$$E_d = 93,61 > R_d = 91,86 \text{ kN/m}$$

➔ Einbindelänge nicht ausreichend, Neuer Iterationsschritt mit vergrößerter Einbindelänge nötig.

• **Berechnung der Einwirkungen (Iterationsschritt 2)**

Abschätzen der Einbindetiefe: $t_0 = 1,42 \text{ m}$

$$0,6 \cdot t_0 = 0,85 \text{ m}$$



aus Balkenprogramm:

Indices: g = ständig
p = veränderlich
h = horizontal
k = charakteristisch
d = design / Bemessungswert

$$\max A_{gh,k} = 101,04 \text{ kN/m}$$

$$\max B_{gh,k} = 78,76 \text{ kN/m}$$

$$\max M_{g,k} = 48,55 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_{g,k} = -52,97 \text{ kNm/m}$$

• **Berechnung der Widerstände**

$$E_{p,ghk} = \gamma \cdot h^2 \cdot K_{ph} / 2 = 18 \cdot 1,42^2 \cdot 6,770 / 2 = 122,86 \text{ kN/m}$$

• **Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:**

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B in diesem Beispiel nur Erddruck

$$E_d = B_{gh,d} = B_{gh,k} \cdot \gamma_G = 78,76 \cdot 1,20 = 94,51 \text{ kN/m}$$

Widerstand hier nur Erdwiderstand $E_{p,ghd}$

$$R_d = E_{p,ghd} = E_{p,ghk} / \gamma_{Ep} = 122,86 / 1,30 = 94,51 \text{ kN/m}$$

$$E_d = 94,51 > R_d = 94,51 \text{ kN/m}$$

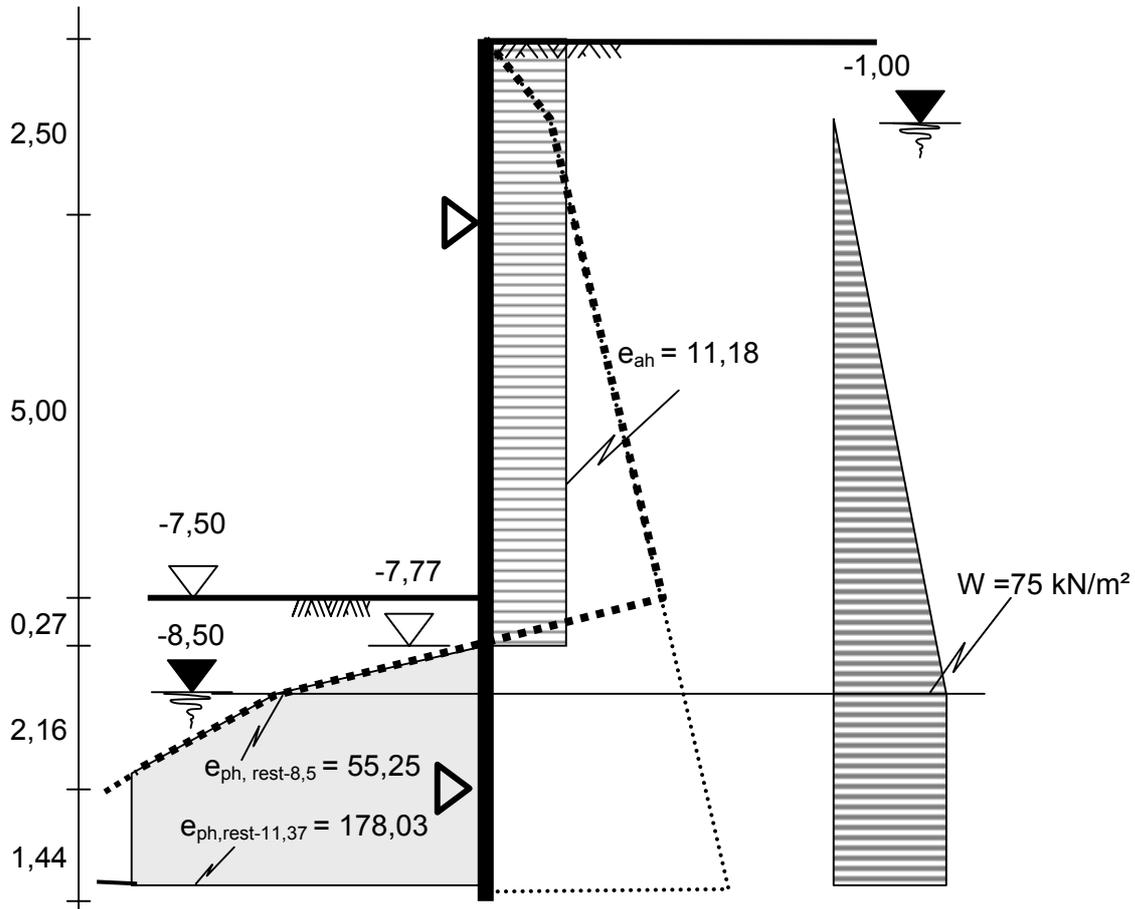
→ Einbindelänge ausreichend ✓

3.3. Ausführliche Berechnung für aktiven Erddruck E_a und Wasserdruck W

3.3.1. DIN 1054 - alt

• Erddruckverteilung:

Erddruckumlagerung nach EAB, EB 17 und EB 42, Berechnung für Lastfall 2 (LF 2)



• Berechnung des Lastnullpunktes:

$$e_{ah_{-1,0}} = \gamma \cdot h_1 \cdot K_{ah} = 18,0 \cdot 1,0 \cdot 0,251 = 4,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah_{-7,5}} = (\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2) \cdot K_{ah} = (18,0 \cdot 1,0 + 10 \cdot 7,5) \cdot 0,251 = 20,83 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \frac{e_{ah}}{\gamma \cdot (k_{ph} / \eta - K_{ah})} = \frac{20,83}{18 \cdot (6,770 / 1,5 - 0,251)} = \underline{\underline{0,271 \text{ m}}}$$

$$\bar{e}_{ah} = (4,52 + (4,52 + 20,83) / 2 \cdot 6,5) / (7,5 + 0,271) = 11,18 \text{ kN/m}^2$$

(\bar{e}_{ah} = Ordinate der Umlagerungsfigur, hier: Gleichlast)

• Berechnung der Schnittkräfte:

Abschätzung der Einbindetiefe:

$$t_0 = 3,60 \text{ m}$$

$$0,6 \cdot t_0 = 2,16 \text{ m (Fußauflager nach EB 19 (5))}$$

aus EDV - Balkenprogramm:

max A_h	=	219,29	kN/m
max B_h	=	364,07	kN/m
max M	=	363,87	kNm/m
min M	=	-77,76	kNm/m

Indices:	g	=	ständig
	p	=	veränderlich
	h	=	horizontal
	k	=	charakteristisch
	d	=	design / Bemessungswert

Ordinaten des Erdwiderstandes:

$$e_{ph-8,5} = 18 \cdot (8,5 - 7,77) \cdot \left(\frac{6,770}{1,5} - 0,251 \right) = 56,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph-11,37} = 10 \cdot (11,37 - 8,50) \cdot \left(\frac{6,770}{1,5} - 0,251 \right) + 56,01 = 178,34 \text{ kN/m}^2$$

Resultierende Erdwiderstandskraft nach der Überlagerung

$$E_{ph} = (56,01 \cdot 0,72 / 2) + (56,01 + 178,34) / 2 \cdot 2,87 = 356,46 \text{ kN/m}$$

• **Nachweis der Fußeinbindung:**

(Auflagerkraft aus Erd- und Wasserdruck) $B \leq E_{ph}$ (= Erdwiderstand nach Überlagerung)

$$\begin{array}{c} \Leftarrow \\ 364,07 < 356,46 \text{ kN/m} \end{array}$$

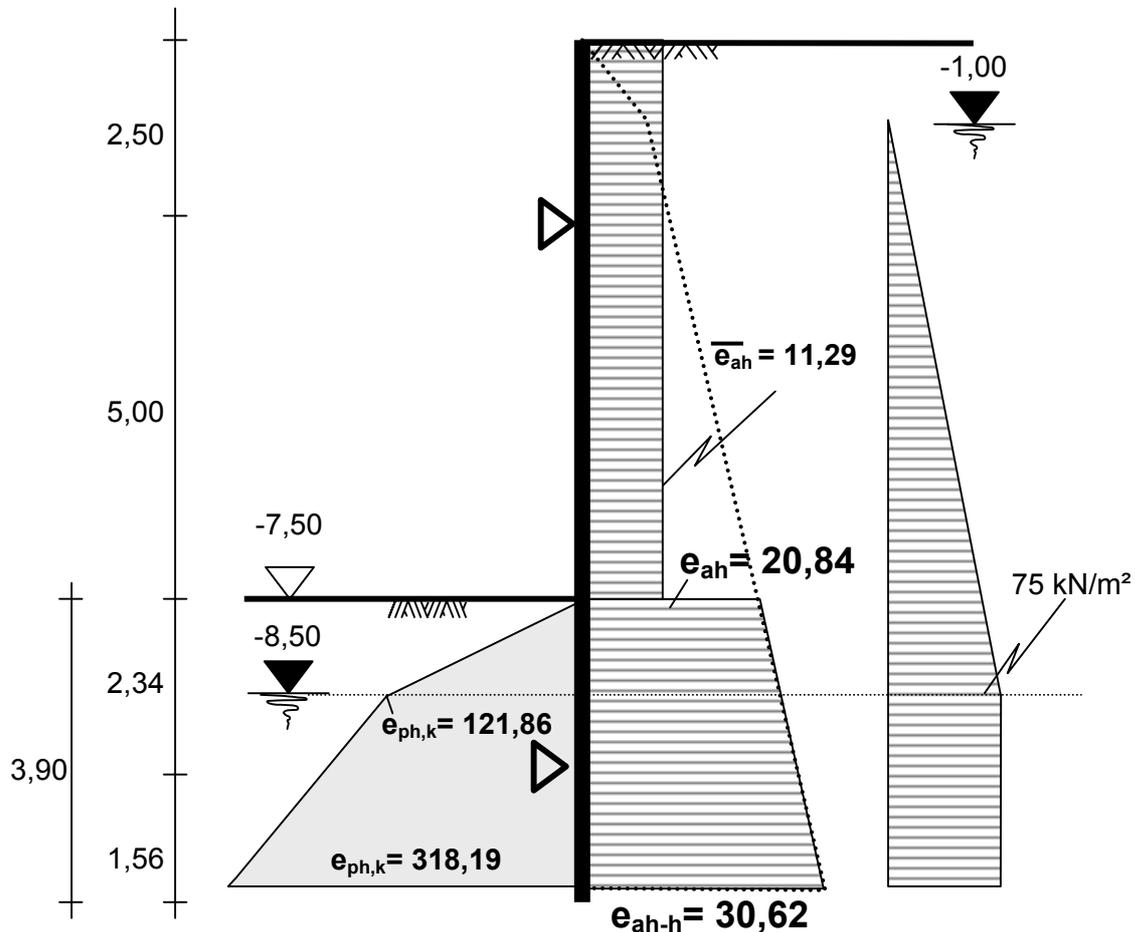
Die Gesamtlänge der Einbindung von $t = u + t_0 = 0,27 + 3,6 = \underline{\underline{3,87 \text{ m}}}$ ist nicht ganz ausreichend → Verlängerung erforderlich.

Die Nachrechnung mit einem EDV-Programm ergibt eine erforderliche Einbindetiefe von $t = 3,88 \text{ m}$.

3.3.2. DIN 1054 (2003)

• Erddruckverteilung:

Gewählte Einbindelänge $t = 3,90$ m. Erddruckumlagerung nach Weissenbach 2003b bis zur Baugrubensohle



• Berechnung der Einwirkungen für GZ 1B und LF 2

Einwirkungen (Erddruck und Wasserdruck)

$$e_{ah,k(-1,0)} = \gamma \cdot h \cdot K_{ah} = 18 \cdot 1,0 \cdot 0,251 = 4,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah,k(-7,5)} = 4,52 + \gamma' \cdot h_2 \cdot K_{ah} = 4,52 + 10 \cdot 6,5 \cdot 0,251 = 20,84 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah,k(-11,4)} = 4,52 + \gamma' \cdot h_3 \cdot K_{ah} = 4,52 + 10 \cdot 10,4 \cdot 0,251 = 30,62 \text{ kN/m}^2$$

Umlagerungsfigur bis zur Baugrubensohle = $[4,52/2 + (4,52 + 20,84)/2 \cdot 6,5]/7,5 = 11,29 \text{ kN/m}^2$

Wasserdruck siehe Skizze

aus EDV - Balkenprogramm:

$$\max A_{gh,k} = 221,04 \text{ kN/m}$$

$$\max B_{gh,k} = 465,99 \text{ kN/m}$$

$$\max M_{g,k} = 368,40 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_{g,k} = -126,93 \text{ kNm/m}$$

Indices: g = ständig
p = veränderlich
h = horizontal
k = charakteristisch
d = design / Bemessungswert

• Berechnung der WiderständeWiderstände (Erdwiderstand)

$$e_{\text{ph},k(-8,50)} = \gamma \cdot h \cdot K_{\text{ph}} = 18 \cdot 1,0 \cdot 6,770 = 121,86 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{ph},k(-11,40)} = 121,86 + \gamma' \cdot h \cdot K_{\text{ph}} = 121,86 + 10 \cdot 2,90 \cdot 6,770 = 318,19 \text{ kN/m}^2$$

Summe des Erdwiderstandes

$$E_{\text{ph},k} = 121,86 / 2 + (121,86 + 318,19) / 2 \cdot 2,9 = \underline{699,00 \text{ kN/m}}$$

• Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B in diesem Beispiel Erddruck und Wasserdruck, beides wird mit der gleichen Teilsicherheit beaufschlagt, daher war eine gemeinsame Berechnung am Balken möglich

$$E_d = B_{\text{gh},d} = B_{\text{gh},k} \cdot \gamma_G = 465,99 \cdot 1,20 = 559,19 \text{ kN/m}$$

Widerstand R_d hier nur Erdwiderstand $E_{\text{p,ghd}}$

$$R_d = E_{\text{p,ghd}} = E_{\text{p,ghk}} / \gamma_{\text{Ep}} = 699,00 / 1,30 = 537,69 \text{ kN/m}$$

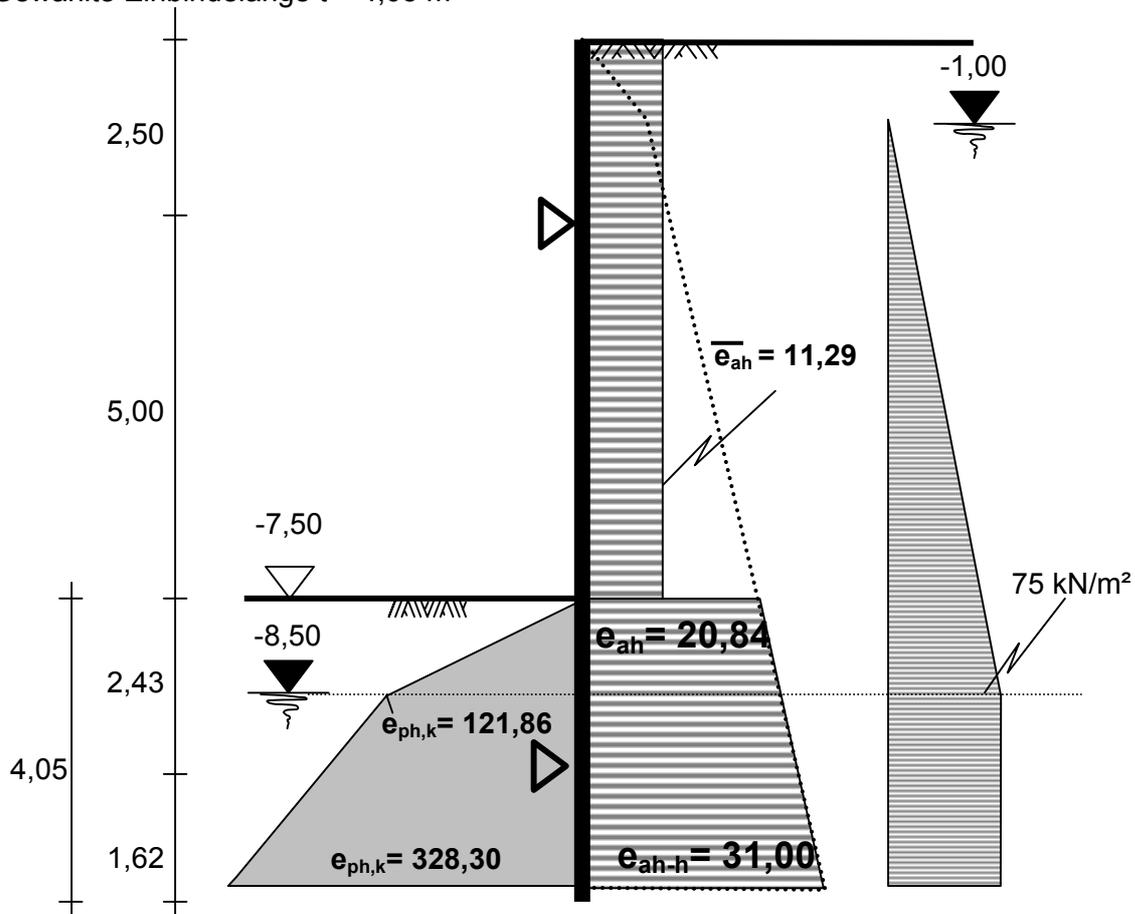
Nachweis:

$$E_d = 559,19 > R_d = 537,69 \text{ kN/m}$$

→ Einbindelänge nicht ausreichend, Neuer Iterationsschritt mit vergrößerter Einbindelänge nötig.

• **Erddruckverteilung DIN 1054 (2003) Ea + W 2. Iterationsschritt**

Gewählte Einbindelänge $t = 4,05$ m



• **Berechnung der Einwirkungen für GZ 1B und LF 2**

Einwirkungen (Erddruck und Wasserdruck)

$$e_{ah,k(-1,0)} = \gamma \cdot h \cdot K_{ah} = 18 \cdot 1,0 \cdot 0,251 = 4,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah,k(-7,5)} = 4,52 + \gamma' \cdot h_2 \cdot K_{ah} = 4,52 + 10 \cdot 6,5 \cdot 0,251 = 20,84 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah,k(-11,4)} = 4,52 + \gamma' \cdot h_3 \cdot K_{ah} = 4,52 + 10 \cdot 10,55 \cdot 0,251 = 31,00 \text{ kN/m}^2$$

Umlagerungsfigur bis zur Baugrubensohle = $[4,52/2 + (4,52 + 20,84)/2 \cdot 6,5]/7,5 = 11,29 \text{ kN/m}^2$

Ansatz Wasserdruck siehe Skizze

aus EDV - Balkenprogramm:

$$\max A_{gh,k} = 223,05 \text{ kN/m}$$

$$\max B_{gh,k} = 479,53 \text{ kN/m}$$

$$\max M_{g,k} = 376,37 \text{ kNm/m}$$

$$\min M_{g,k} = -137,32 \text{ kNm/m}$$

Indices: g = ständig
p = veränderlich
h = horizontal
k = charakteristisch
d = design / Bemessungswert

• **Berechnung der Widerstände (Erdwiderstand)**

$$e_{\text{ph},k(-8,50)} = \gamma \cdot h \cdot K_{\text{ph}} = 18 \cdot 1,0 \cdot 6,770 = 121,86 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{ph},k(-11,55)} = 121,86 + \gamma' \cdot h \cdot K_{\text{ph}} = 121,86 + 10 \cdot 3,05 \cdot 6,770 = 328,30 \text{ kN/m}^2$$

Summe des Erdwiderstandes

$$E_{\text{ph},k} = 121,86 / 2 + (121,86 + 328,30) / 2 \cdot 3,05 = \underline{747,4 \text{ kN/m}}$$

• **Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:**

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B in diesem Beispiel Erddruck und Wasserdruck, beides wird mit der gleichen Teilsicherheit beaufschlagt, daher war eine gemeinsame Berechnung am Balken möglich

$$E_d = B_{\text{gh},d} = B_{\text{gh},k} \cdot \gamma_G = 479,53 \cdot 1,20 = 575,4 \text{ kN/m}$$

Widerstand R_d hier nur Erdwiderstand $E_{\text{p,ghd}}$

$$R_d = E_{\text{p,ghd}} = E_{\text{p,ghk}} / \gamma_{\text{Ep}} = 747,40 / 1,30 = 574,9 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$E_d = 575,4 \cong R_d = 574,9 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

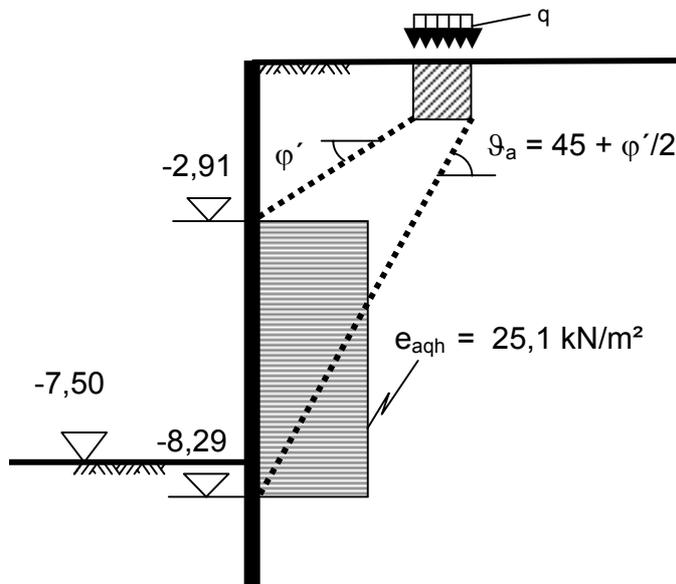
→ Einbindelänge ausreichend

3.4. Ausführliche Berechnung für aktiven Erddruck E_a und Fundamentlast Q

3.4.1. DIN 1054 - alt

- Erddruckverteilung:**

Erddruckumlagerung nach EAB, EB 17 und EB 42, Berechnung für Lastfall 2 (LF 2), dargestellt nur der Lastanteil der Fundamentlast



Fundamentlast

$$g = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 300 \text{ kN/m}^2$$

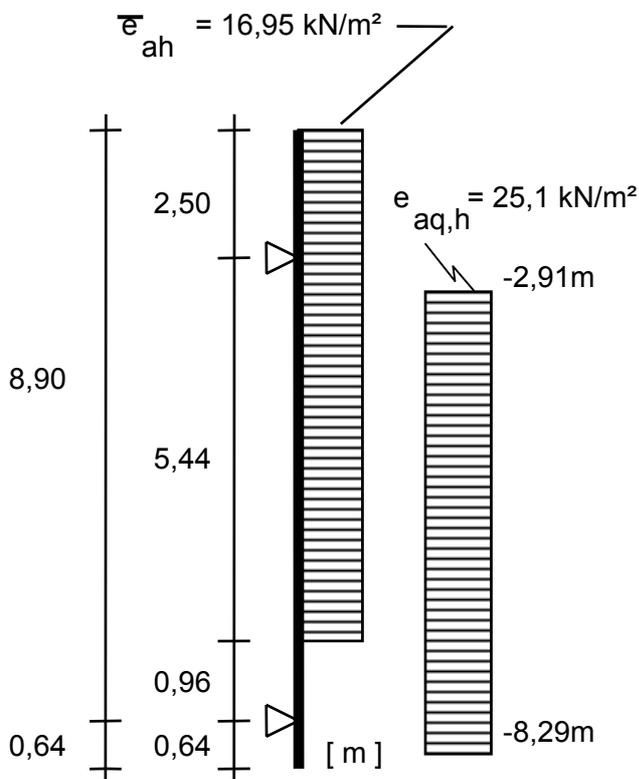
Berechnung des Erddruckes aus Fundamentlasten

$$k_{\text{aph}} = \frac{\sin(61,25^\circ - 32,5^\circ) \cos 21,7^\circ}{\sin(90^\circ - 61,25^\circ + 32,5^\circ + 21,7^\circ)} = 0,450$$

$$E_{\text{ap h}} = 0,450 \cdot 300 \cdot 100 = 135 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{aq h}} = 135 / (8,29 - 2,91) = 25,1 \text{ kN/m}^2$$

- Berechnung der Schnittkräfte:**



Abschätzung der Einbindetiefe

$$t_0 = 1,60 \text{ m}$$

$$0,6 t_0 = 0,96 \text{ m}$$

aus EDV - Balkenprogramm:

$$\max A_h = 173,30 \text{ kN/m}$$

$$\max B_h = 96,32 \text{ kN/m}$$

$$\max M = 182,02 \text{ kNm/m}$$

$$\min M = -52,97 \text{ kNm/m}$$

Nachweis der Fußeinbindung:

$$B \leq 0,5 \cdot \gamma \cdot (K_{\text{ph}} / \eta - K_{\text{ah}}) \cdot t_0^2$$

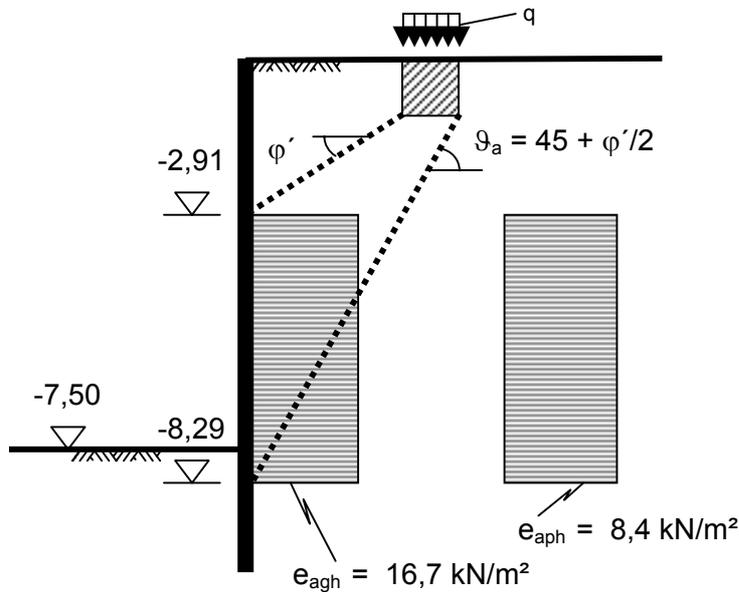
$$\max B_h = 96,32 < 0,5 \cdot 18 \cdot (6,770 / 1,5 - 0,251) \cdot 1,60^2 = 98,20 \text{ kN/m} \checkmark$$

$$\rightarrow t = u + t_0 = 0,44 + 1,60 = \underline{2,04 \text{ m}}$$

3.4.2. DIN 1054 (2003) für Ea + Q

• Erddruckverteilung:

Gewählte Einbindelänge $t = 2,05$ m. Die Einwirkung aus aktivem Erddruck wird unverändert Abschnitt 3..2.2 entnommen und nur der vergrößerten Einbindetiefe angepasst. Der Erddruck aus Fundamentlast wird getrennt nach Eigengewicht und Verkehrslast aufgeteilt.



Fundamentlast

$g = 200 \text{ kN/m}^2$

$p = 100 \text{ kN/m}^2$

$q = 300 \text{ kN/m}^2$

Berechnung des Erddruckes aus Fundamentlasten

$$k_{aqh} = \frac{\sin(61,25^\circ - 32,5^\circ) \cdot \cos 21,7^\circ}{\sin(90^\circ - 61,25^\circ + 32,5^\circ + 21,7^\circ)} = 0,450$$

Eigengewichtsanteil

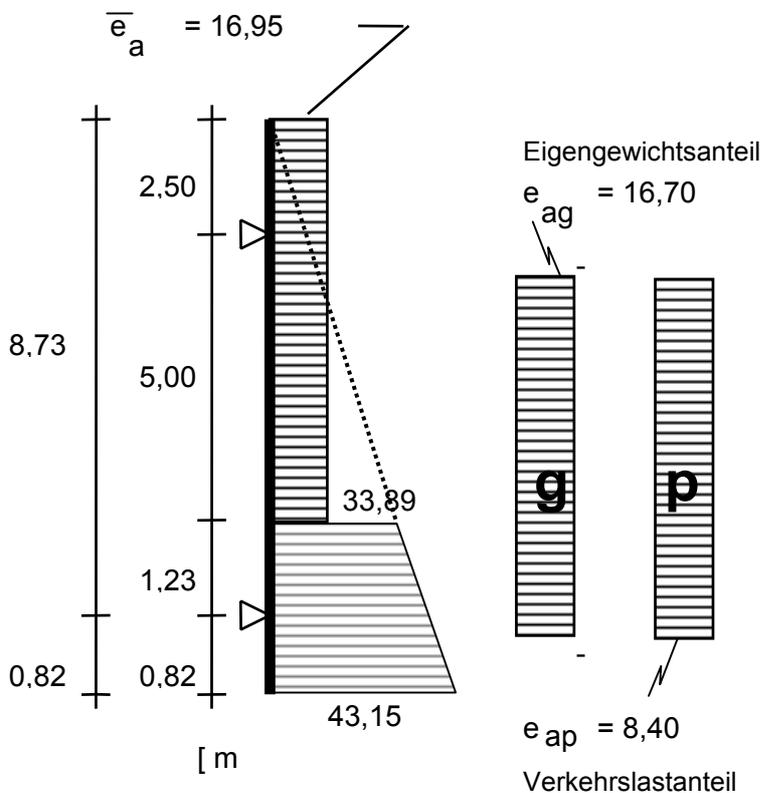
$E_{agh} = 0,450 \cdot 200 \cdot 1,00 = 90 \text{ kN/m}$

$e_{aqh} = 90 / (8,29 - 2,91) = 16,7 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslastanteil

$E_{aph} = 0,450 \cdot 100 \cdot 1,00 = 45 \text{ kN/m}$

$e_{aqh} = 45 / (8,29 - 2,91) = 8,4 \text{ kN/m}^2$



Abschätzung der Einbindetiefe

$t_0 = 2,05 \text{ m}$

$0,6 t_0 = 1,23 \text{ m}$

aus EDV - Balkenprogramm:
Ea und Fundamentlast
Eigengewichtsanteil

$\max A_{gh,k} = 148,84 \text{ kN/m}$

$\max B_{gh,k} = 147,10 \text{ kN/m}$

$\max M_{g,k} = 136,39 \text{ kNm/m}$

$\min M_{g,k} = -52,97 \text{ kNm/m}$

$\min M_{g,k} = -52,97 \text{ kNm/m}$

aus EDV - Balkenprogramm:
nur Fundamentlast
Verkehrslastanteil

$\max A_{ph,k} = 22,70 \text{ kN/m}$

$\max B_{ph,k} = 22,49 \text{ kN/m}$

$\max M_{p,k} = 39,99 \text{ kNm/m}$

$\min M_{p,k} = 0,00 \text{ kNm/m}$

• **Berechnung der Widerstände**

$$E_{\text{pgh,k}} = \gamma \cdot h^2 \cdot K_{\text{ph}} / 2 = 18 \cdot (9,55 - 7,50)^2 \cdot 6,770 / 2 = 256,06 \text{ kN/m}$$

• **Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:**

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B hier Erddruck und Fundament Eigengewichtsanteil

$$E_d = B_{\text{h,d}} = B_{\text{gh,k}} \cdot \gamma_G + B_{\text{ph,k}} \cdot \gamma_Q = 147,10 \cdot 1,20 + 22,49 \cdot 1,30 = 205,76 \text{ kN/m}$$

Widerstand R_d hier nur Erdwiderstand $E_{\text{p,ghd}}$

$$R_d = E_{\text{pgh,d}} = E_{\text{p,ghk}} / \gamma_{\text{Ep}} = 256,06 / 1,30 = 196,97 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$E_d = 205,76 > R_d = 196,97 \text{ kN/m}$$

→ Einbindelänge nicht ausreichend, Neuer Iterationsschritt mit vergrößerter Einbindelänge nötig (hier nicht durchgeführt).

3.4.3. Nachweis der Vertikalkräfte DIN 1054 – 2003

Wie bisher werden zwei Nachweise für das Gleichgewicht der Vertikalkräfte unterschieden und gefordert:

a) Nachweis, dass die nach unten gerichteten Vertikalkräfte das Auftreten des gewählten negativen Wandreibungswinkels beim Erdwiderstand gewährleisten können (inneres Gleichgewicht der Vertikalkräfte)

b) Nachweis, dass die nach unten gerichteten (resultierenden) Vertikalkräfte in den Untergrund abgetragen werden können (äußeres Gleichgewicht der Vertikalkräfte).

Für den Nachweis a) war bisher i. a. eine Sicherheit von $\eta = 1,5$ bis $\eta = 2,0$ gefordert (EAB 3. Auflage, Grundbautaschenbuch). Insbesondere bei frei auskragenden oder ausgesteiften Wänden und von Wänden mit hoher Wasserdruckbelastung mit geringen nach unten gerichteten Vertikalkräften führte diese Forderung oft zu unwirtschaftlichen Einbindelängen, soweit sich der Nachweis auch mit sehr langen Wänden überhaupt erbringen lässt. Daher wurde in der Praxis auch in der Vergangenheit oftmals der Nachweis auf eine Sicherheit von $\eta = 1,0$ geführt.

Mit der neuen Norm wird die Forderung nach diesen Sicherheiten nunmehr fallengelassen und man begnügt sich für den Nachweis a) auch offiziell mit einer Sicherheit von $\eta = 1,0$.

a) DIN 1054 (2003) Abschnitt 10.6.3 (5):

„Es ist nachzuweisen, dass entsprechend der Bedingung

$$V_k = \sum V_{k,i} \geq B_{v,k}$$

der bei der Ermittlung des Erdwiderstandes zugrunde gelegte negative Wandreibungswinkel δ_p nach 6.2.4 (3) mit der Gleichgewichtsbedingung $\sum V = 0$ im Einklang steht. Dabei ist

- V_k die Vertikalkomponente der beteiligten, von oben nach unten gerichteten charakteristischen Einwirkungen;
 $B_{v,k}$ die nach oben gerichtete Vertikalkomponente der charakteristischen Auflagerkraft“

Die Vertikalkomponenten der von oben nach unten gerichteten charakteristischen Einwirkungen können sich aus folgenden Anteilen zusammensetzen:

$$\sum V_{k,i} = E_{av} + G + A_v + C_v + Q_v$$

mit

E_{av} = Vertikalkomponente des aktiven (ggf. auch erh. aktiven) Erdrucks

G_v = Eigengewicht der Verbauwand, ggf. inklusive Aussteifungsanteile

A_v = Vertikalanteil der Verankerung

C_v = Vertikalkomponente der Ersatzkraft C

Q_v = Vertikalkomponenten von Belastungen soweit nicht in E_{av} enthalten

Im vorliegenden Beispiel ergeben sich folgende Zahlenwerte:

$$G_{v,k} = 1,08 \cdot 9,55 = \underline{10,31 \text{ kN/m}} \quad (\text{mit Ansatz einer Larssen L603 mit } 108 \text{ kg/m}^2)$$

$$A_{v,k} = (\max A_{gh,k} + \max A_{ph,k}) \cdot \tan \alpha = (148,84 + 22,70) \cdot \tan 25^\circ = \underline{80,0 \text{ kN/m}}$$

$$E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan (2/3 \cdot \varphi') = (18 \cdot 9,55^2 \cdot 0,251 \cdot 0,5 + (16,7 + 8,4) \cdot 5,38) \cdot \tan 21,66^\circ = \underline{135,50 \text{ kN/m}}$$

$$\sum V_{k,i} = 10,31 + 80,00 + 135,50 = \underline{225,81 \text{ kN/m}} \quad \text{vertikal abwärts gerichtet}$$

$$B_{v,k} = 1 / (147,10 + 22,49) \cdot \tan 32,5^\circ = \underline{108,04 \text{ kN/m}^2} \quad \text{vertikal aufwärts gerichtet}$$

Nachweis gem. DIN mit charakteristischen Größen

$$\boxed{\sum V_{k,i} = 225,81 \geq B_{v,k} = 108,04} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

b) DIN 1054 (2003) Abschnitt 10.6.6 Versinken von Bauteilen:

„Es ist nachzuweisen, dass wandartige Stützbauwerke, z. B. Spundwände, Pfahlwände und Schlitzwände, sowie Bohlträger nicht infolge von wandparallelen, in der Regel lotrechten Beanspruchungen im Boden versinken. Eine ausreichende Sicherheit gegen Versinken ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingung

$$V_d = \sum V_{d,i} \leq R_d$$

erfüllt ist. Dabei ist:

V_d = der Bemessungswert der lotrechten Beanspruchungen am Wand oder Bohlträgerfuß nach 10.4.2 (8) und 10.4.5;

R_d = der Bemessungswert des Widerstandes der Wand bzw. des Bohlträgers in axialer Richtung nach 10.5.2 (3) und 10.5.4.

Bei der Ermittlung des Widerstandes darf gegebenenfalls eine negative Wandreibung beim Erddruck berücksichtigt werden.“

Es ist anzumerken, dass im Gegensatz zum ersten Nachweis hier mit Bemessungswerten gearbeitet wird!

Im vorliegenden Beispiel ergeben sich folgende Zahlenwerte:

• Einwirkungen:

$$\sum V_{d,i} = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k}$$

$$V_{G,k} = G_{v,k} + A_{gv,k} + E_{agv,k} \quad (\text{Eigengewicht Wand, Anker, Erddruck mit ständ. Belastung})$$

$$G_{v,k} = G_{G,k} \cdot L = 1,08 \cdot 9,55 = \underline{10,31 \text{ kN/m}} \quad (\text{wie oben mit L603, Wandlänge 9,55 m})$$

$$A_{gv,k} = \max A_{gh,k} \cdot \tan \alpha = 148,84 \cdot \tan 25^\circ = \underline{69,41 \text{ kN/m}}$$

$$E_{agv,k} = E_{agh,k} \cdot \tan (2/3 \cdot \varphi') = (18 \cdot 9,55^2 \cdot 0,251 \cdot 0,5 + 16,7 \cdot 5,38) \cdot \tan 21,66^\circ = \underline{117,54 \text{ kN/m}}$$

$$V_{G,k} = 10,31 + 69,41 + 117,54 = \underline{197,26 \text{ kN/m}}$$

$$V_{Q,k} = 8,4 \cdot 5,38 \cdot \tan (2/3 \cdot \varphi') = \underline{17,95 \text{ kN/m}}$$

• Widerstände:

$$R_d = \frac{(R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_p}{(R_{b,k} + B_{v,k}) / \gamma_p} \quad \text{oder wahlweise gem. DIN 1054 (2003) 10.5.2. (3)}$$

mit

$R_{b,k}$ = ansetzbarer charakteristischer Spitzendruckkraft unter der Verbauwand

$R_{s,k}$ = ansetzbare charakteristische Mantelreibungskraft

$B_{v,k}$ = Vertikalkomponente der resultierenden charakteristischen Auflagerkraft bzw. Bodenreaktion

Die Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck wird hier beispielsweise nach den Empfehlungen in Weissenbach, Baugruben III (6.3) durchgeführt.

Annahme: dicht gelagerter Sand

Spitzendruckanteil:

$$q_s = 600 + 120 \cdot t_n \text{ kN/m}^2$$

$$t_n = 2,05 - 0,5 = 1,55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad q_s = 600 + 120 \cdot 1,55 = \underline{786 \text{ kN/m}^2}$$

Faktoren gem. Weissenbach:

$$f_t = 1,55 / 2,50 = 0,62 \text{ für } t < 3,0 \text{ m}$$

$$f_\gamma = 18,0 / 10,0 = 1,8 \text{ für } \gamma \text{ im Einbindebereich}$$

Ermittlung der Nettoaufstandsfläche nach Weissenbach Baugruben III, Seite 227 beispielhaft für eine SPW-Bohle Larssen L603:

$$\alpha_{sp} = 60^\circ \rightarrow H_F = 0,55 \rightarrow h_n = 0,55 \cdot 0,31 = 0,17 \text{ m} \quad h_n \text{ $$

$$Q_{sg} = 0,17 \cdot 786 \cdot 0,62 \cdot 1,8 = \underline{149 \text{ kN/m}} \text{ ansetzbarer charakteristischer Spitzendruck}$$

Mantelreibungsanteil:

$$Q_{rg} = f_r \cdot q_r \quad \text{mit } q_r = 60 \text{ kN/m}^2 \text{ für dicht gelagerten Sand}$$

$$f_r = 1,30 \text{ m Abwicklung/m, (eine Seite des SPW-Profiles darf Reibung angesetzt werden siehe auch DIN 1054 (2003) Abschnitt 10.5.2 (3))}$$

$$Q_{rg} = 1,30 \cdot 2,05 \cdot 60 = \underline{160 \text{ kN/m}} \text{ ansetzbare Mantelreibung je lfm Wand}$$

In neuer Schreibweise entspricht $Q_{sg} = R_{b,k}$ und $Q_{rg} = R_{s,k}$

Da der Anteil $B_{v,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_p = (\max B_{gh,k} + \max B_{ph,k}) \cdot \tan \delta_p = (147,10 + 22,49) \cdot \tan 32,5 = 108 < 172 \text{ kN/m}$ ist, und gem. DIN Wahlfreiheit vorliegt, wird die berechnete Mantelreibung verwendet.

Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_p = 1,40$ wird der Tabelle 3 der DIN 1054 (2003) für den LF 2 und für „Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten“ entnommen.

Daraus folgt der Nachweis:

$$\boxed{\sum V_{d,i} = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} \leq (R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_p = R_d}$$

$$1,20 \cdot 197,26 + 1,30 \cdot 17,95 \leq (149 + 160) / 1,40$$

$$260 > 221 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis } \underline{\text{nicht}} \text{ erfüllt !!}$$

Gegenmaßnahmen:

z. B. Wand länger machen oder höhere Erfahrungswerte beibringen oder statisches System ändern (Ansatz der Wandreibungswinkel) oder breiteres Profil verwenden...

3.4.4. Nachweis der Ankerlänge (tiefe Gleitfuge)

3.4.4.1. Allgemein

DIN 1054 (01/2003) Abschnitt 10.6.7(1):

„Bei verankerten Stützwänden ist für den Grenzzustand 1B nachzuweisen, dass die Ankerlängen ausreichend gewählt worden sind. Dies ist der Fall, wenn der von der Verankerung erfasste Bodenkörper bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt oder einen tiefer gelegenen Punkt nicht auf einer tiefen Gleitfuge abrutschen kann. Zu Einzelheiten des Nachweisverfahrens siehe EAB und EAU.“

Bei aktivem Erddruck kann dieser Nachweis gemäß EAB angelehnt an das Verfahren nach KRANZ geführt werden, bei dem die eigentlich nach oben gekrümmte Gleitfläche (siehe Skizze) durch eine gerade Gleitfläche ersetzt wird.

Berechnet wird der Widerstand, der als Scherwiderstand bestehend aus Reibung Q_k und Kohäsion K_k in der tiefen Gleitfuge resultierend aus allen einwirkenden Kräften am Bodenblock maximal aktivierbar ist. Ausgedrückt wird dieser Widerstand in Form der Zugkraft $R_{A,k} = A_{m\ddot{o}gl,k}$, die den Bodenkörper in Richtung der Ankerkraft zum Versagen führt.

(Anmerkung: die Bezeichnungen $R_{A,k}$ und $A_{m\ddot{o}gl,k}$ sind inhaltlich identisch; sie werden in verschiedenen Literaturstellen alternativ verwendet und daher hier beide vorgestellt).

Der Nachweis ist erbracht, wenn im GZ 1B die Gleichung

$$A_{vorh,d} \leq A_{m\ddot{o}gl,d} = R_{A,k}$$

erfüllt ist. Dabei ist

$A_{vorh,d}$ der Bemessungswert der vorhandenen Ankerbeanspruchung
 $A_{m\ddot{o}gl,d}$ der Bemessungswert der möglichen Ankerbeanspruchung $R_{A,k}$

Der Bemessungswert der vorhandenen Ankerbeanspruchung (= Einwirkung, hier erforderliche Ankerkraft aus der Wandberechnung) ist aus dem Ansatz

$$A_{vorh,d} = A_{vorh,G,k} * \gamma_G + A_{vorh,Q,k} * \gamma_Q$$

zu ermitteln, der Bemessungswert der möglichen Ankerbeanspruchung (Widerstand, hier rückhaltender Scherwiderstand) aus dem Ansatz

$$A_{m\ddot{o}gl,d} = A_{m\ddot{o}gl,k} / \gamma_{EP}$$

a) Nachweis ohne Verkehrslast:

$$\sum V_k = G_k - E_{2av,k} = 1.127,79 - 117,57 = 1.010,22 \text{ kN/m}$$

$$\sum H_k = E_{2ah,k} - E_{1ah,k} = 295,94 - 72,62 = 223,32 \text{ kN/m}$$

Berechnung der Widerstände

$$R_{A,k} = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\sum H_k + \sum V_k \cdot \tan(\varphi' - \vartheta)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\varphi' - \vartheta)}$$

$$R_{A,k} = \frac{1}{\cos 25^\circ} \cdot \frac{223,32 + 1.010,22 \cdot \tan(32,5^\circ - 29,59^\circ)}{1 + \tan 25^\circ \cdot \tan(32,5^\circ - 29,59^\circ)} = \underline{\underline{296,05 \text{ kN/m}}}$$

Berechnung der Einwirkungen (hier Ankerkräfte)

$$A_{Gh,k} = \underline{\underline{148,84 \text{ kN/m}}} \text{ (=horizontale Auflagerkraft ständ.Lasten aus Balkenberechnung)}$$

$$A_{G,k} = \frac{A_{Gh,k}}{\cos \alpha} = \frac{148,84}{\cos 25} = \underline{\underline{164,23 \text{ kN/m}}}$$

Nachweis der Ankerlänge:

$$E_d \leq R_d$$

$$\gamma_G \cdot A_{G,k} \leq R_{A,k} / \gamma_{EP}$$

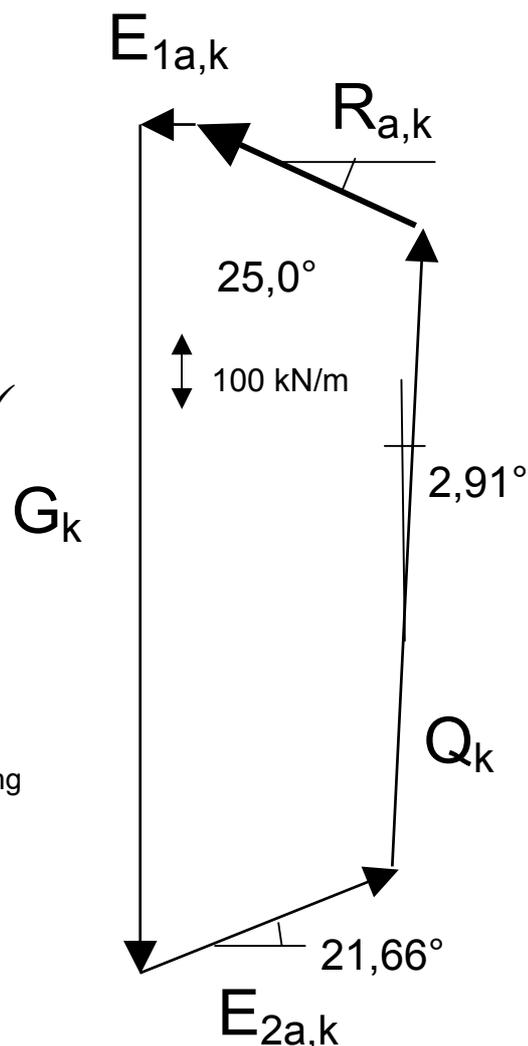
$$1,20 \cdot 164,23 \leq 296,05 / 1,30$$

$$197,08 \leq 227,73 \text{ kN/m}$$

→

Ankerlänge ohne Verkehrslastanteil ausreichend. ✓Ausnutzungsgrad $\mu = 197,08/227,73 = 0,86$ ✓

Zum Vergleich rechtsstehend die grafische Lösung mit dem bekannten Kräfteck.



b) Nachweis mit Verkehrslast:

$$\sum V_k = G_k + P_k - E_{av,k} = 1.127,79 + 100 - 117,57 - 17,95 = 1.092,27 \text{ kN/m}$$

$$\sum H_k = E_{ah,k} - E_{ah,k}^1 = 295,94 + 48,19 - 72,62 = 271,51 \text{ kN/m}$$

Berechnung der Widerstände

$$R_{A,k} = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\sum H_k + \sum V_k \cdot \tan(\varphi' - \vartheta)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\varphi' - \vartheta)}$$

$$R_{A,k} = \frac{1}{\cos 25^\circ} \cdot \frac{271,51 + 1.092,27 \cdot \tan(32,5^\circ - 29,59^\circ)}{1 + \tan 25^\circ \cdot \tan(32,5^\circ - 29,59^\circ)} = \underline{\underline{352,48 \text{ kN/m}}}$$

Berechnung der Einwirkungen (hier Ankerkräfte)

$$A_{Gh,k} = \underline{\underline{148,84 \text{ kN/m}}} \text{ (Auflagerkraft ständige Lasten aus Balkenberechnung)}$$

$$A_{G,k} = \frac{A_{Gh,k}}{\cos \alpha} = \frac{148,84}{\cos 25^\circ} = \underline{\underline{164,23 \text{ kN/m}}}$$

$$A_{Ph,k} = \underline{\underline{22,70 \text{ kN/m}}} \text{ (Auflagerkraft Verkehrslastanteil aus Balkenberechnung)}$$

$$A_{P,k} = \frac{A_{Ph,k}}{\cos \alpha} = \frac{22,70}{\cos 25^\circ} = \underline{\underline{25,05 \text{ kN/m}}}$$

Nachweis der Ankerlänge:

$$E_d \leq R_d$$

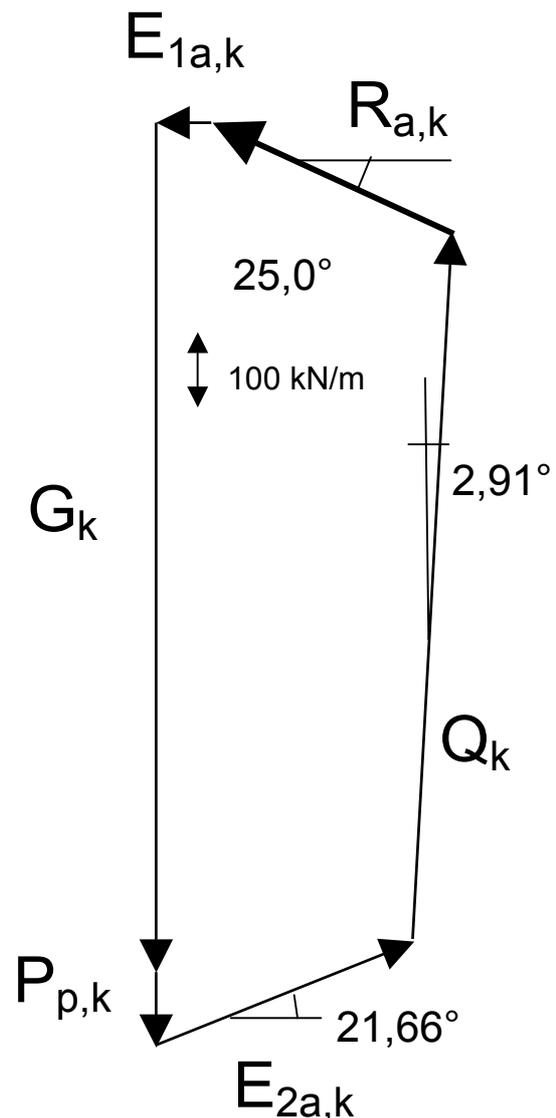
$$\gamma_G \cdot A_{G,k} + \gamma_Q \cdot A_{P,k} \leq R_{A,k} / \gamma_{EP}$$

$$1,20 \cdot 164,23 + 1,30 \cdot 25,05 \leq 352,48 / 1,30$$

$$229,64 > 271,14 \text{ kN/m}$$

→ Ankerlänge bei Berücksichtigung der Verkehrslasten ausreichend.

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = 229,64 / 271,14 = 0,85$$



3.4.5. Bemessung des Spundwandprofils

Die Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmomentes für die jeweiligen Bemessungsmomente wird am Beispiel der Belastungskollektivs aktiver Erddruck und Fundamentlast ($E_a + Q$) dargestellt (hier nur Biegung berücksichtigt).

3.4.5.1. Nach DIN 1054 (alt)

In Verbindung mit DIN 18 800 (11/90) Teil 1 und EAB (EB 24) sowie DIN 4124 (§9.4.2)

1	Bemessungsmoment aus der Handrechnung Sicherheit auf der Erdwiderstandsseite = 1,5	$M =$	182,02	kNm/m
2	Streckgrenze Stahl S 240 GP (St Sp 37) nach DIN 18 800 Teil 1	$\beta_s =$	240	N/mm ²
3	Zulässige Spannung für Biegung St Sp 37 DIN 18 800 Teil 1 - Lastfall HZ und EAB (EB 24) und DIN 4124 (§9.4.2)	zul. $\sigma =$	184	N/mm ²
4	Erforderliches Widerstandsmoment $W = M / \text{zul. } \sigma$	$W =$	989	cm ³

3.4.5.2. Nach DIN 1054 (2003)

In Verbindung mit DIN 18 800 (11/90) Teil 1

1	Charakteristische Schnittgrößenmomente aus der Handrechnung $M_{g,k} = 136,39$ kNm/m $M_{p,k} = 39,99$ kNm/m			
2	Charakteristische Schnittgrößenmomente aus der Handrechnung $M_{g,d} = M_{g,k} \cdot \gamma_G = 136,39 \cdot 1,20 = 163,67$ kNm/m $M_{p,d} = M_{p,k} \cdot \gamma_Q = 39,99 \cdot 1,30 = 51,99$ kNm/m Summe Bemessungsmoment = 215,66 kNm/m	M_d	215,66	kNm/m
3	Streckgrenze Stahl S 240 GP: nach DIN 18 800 (11/90)	$\beta_s =$	240	N/mm ²
4	Teilsicherheit für Material auf Biegung S 240 GP: DIN 18 800 (11/90) Teil 1, § 7.1	$\gamma_M =$	1,1	-
5	Erforderliches Widerstandsmoment $W = M / (\beta_s / \gamma_M)$ $W = 215,66 / (0,240/1,1) =$	$W =$	988	cm ³

3.4.6. Bemessung des Ankerstahlquerschnittes

Die Ermittlung des erforderlichen Ankerstahlquerschnittes für die jeweiligen Bemessungslasten wird am Beispiel der Belastungskollektivs aktiver Erddruck und Fundamentlast ($E_a + Q$) dargestellt. Verwendet werden Litzenanker mit einer Stahlgüte (St 1570/1770)

3.4.6.1. Nach DIN 1054 (alt)

1	Horizontale Ankerkraft aus der Berechnung mit charakteristischen Bodenkennwerten	$A_h =$	173,3	kN/m
2	Bemessungskraft der geneigten Anker (25°) bei einem Ankerabstand von $a = 2,4$ m $A = A_h \cdot a / \cos \alpha = 173,30 \cdot 2,4 / \cos 25^\circ = 458,9$ kN/m	$A =$	458,9	kN
3	Streckgrenze Stahl 1570/1770 nach DIN 18 800 Teil 1	$\beta_s =$	1570	N/mm ²
4	Sicherheitsbeiwert auf das Stahlzugglied im Vollaushubzustand	$\eta_s =$	1,75	
5	Erforderlicher Ankerstahlquerschnitt $A_s = N / (\beta_s / \eta_s) = 458,8 / (157 / 1,75) = 5,11$ cm ²	$A_s =$	5,11	cm ²

3.4.6.2. Nach DIN 1054 (2003)

Die Bestimmung des Ankerstahlquerschnittes wird durch den Abschnitt 9.4.2 der DIN 1054 (2003) „Widerstand des Stahlzuggliedes“ geregelt. Der charakteristische Widerstand $R_{i,k}$ des Stahlzuggliedes ist aus dem Ansatz

$$R_{i,k} = A_s \cdot f_{t,0.1,k}$$

zu ermitteln. Dabei ist

A_s die Querschnittfläche des Stahlzuggliedes und

$f_{t,0.1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1% bleibender Dehnung.

Der Bemessungswert $R_{i,d}$ des Widerstandes des Stahlzuggliedes im GZ 1B ist aus dem Ansatz

$$R_{i,d} = R_{i,k} / \gamma_M$$

zu ermitteln. Dabei ist

$\gamma_M = 1,40$ gem. DIN 1054 (2003) Tabelle 3 „Widerstand des Stahlzuggliedes“ zu wählen

1	Horizontale charakt. Ankerkraft aus der Berechnung $A_{g,k} = 148,84$ kN/m <u>und</u> $A_{p,k} = 22,70$ kN/m			
2	Bemessungskraft der geneigten Anker (25°) bei einem Ankerabstand von $a = 2,4$ m $A_{g,d} = a \cdot A_{g,k} / \cos \alpha \cdot \gamma_G = 2,4 \cdot 148,84 \cdot 1,20 / \cos 25^\circ = 473,0$ $A_{p,d} = a \cdot A_{p,k} / \cos \alpha \cdot \gamma_Q = 2,4 \cdot 22,70 \cdot 1,30 / \cos 25^\circ = 78,1$ Summe Ankerkraft $A_d = 551,1$	$A_d =$	551,1	kN/m
3	Streckgrenze Stahl bei 0,01% bleibender Dehnung	$f_{t,0.1,k} =$	1520	N/mm ²
4	Teilsicherheitsbeiwert auf das Stahlzugglied Vollaushub	$\gamma_M =$	1,15	-
5	Erforderlicher Ankerstahlquerschnitt A_s $A_s = A_d / (\beta_s / \gamma_M) = 551,1 / (152/1,15) =$	$A_s =$	4,17	cm ² /m

- **Berechnung der Widerstände**

$$e_{ph,k(-8,50)} = \gamma \cdot h \cdot K_{ph} = 18 \cdot 1,0 \cdot 6,770 = 121,86 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph,k(-12,20)} = 121,86 + \gamma' \cdot h \cdot K_{ph} = 121,86 + 10 \cdot 3,70 \cdot 6,770 = 372,35 \text{ kN/m}^2$$

Summe des Erdwiderstandes

$$E_{ph,k} = 121,86 / 2 + (121,86 + 372,35) / 2 \cdot 3,70 = \underline{975,22 \text{ kN/m}}$$

- **Nachweis der Fußeinbindung / Ermittlung der Bemessungswerte:**

$$E_d \leq R_d$$

Einwirkung E_d beim Fußauflager B hier Erddruck und Fundament Eigengewichtsanteil

$$E_d = B_{h,d} = B_{gh,k} \cdot \gamma_G + B_{ph,k} \cdot \gamma_Q = 553,11 \cdot 1,20 + 17,92 \cdot 1,30 = 687,03 \text{ kN/m}$$

Widerstand R_d hier nur Erdwiderstand $E_{p,ghd}$

$$R_d = E_{pgh,d} = E_{p,ghk} / \gamma_{Ep} = 975,22 / 1,30 = 750,17 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$E_d = 687,03 < R_d = 750,17 \text{ kN/m}$$

→ Einbindelänge ausreichend, Neuer Iterationsschritt mit verkleinerter Einbindelänge möglich. Optimierte Wandlänge bei einer Einbindelänge von $t_0 = 4,50 \text{ m}$.

4. Zusammenfassung

Die vorliegenden Beispielrechnungen und weitere Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass die Ergebnisse nach alter und neuer DIN 1054 weitgehend in der gleichen Größenordnung liegen. Abweichungen liegen nach den bisherigen Erfahrungen im Rahmen von bis zu ca. 5% mit nur einzelnen größeren Abweichungen.

Die erforderlichen Ankerstahlquerschnitte werden nach unseren bisherigen Vergleichsberechnungen i. d. Regel etwas kleiner ausfallen (etwa 15% weniger Fläche).

Nicht betrachtet wurde hier der noch zu führende Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, also der Verträglichkeit der Verformungen. Hierzu siehe erste Anhaltspunkt bei Weissenbach (2003b).

Es erscheint zum derzeitigen Zeitpunkt, dass der Bemessungsaufwand gegenüber dem Globalsicherheitskonzept größer wird. Große Sorgfalt ist bei der richtigen Lastermittlung und der Verfolgung der Indizes erforderlich. Auch wenn bereits die ersten EDV-Programme auf der Basis der DIN 1054 (2003) vorliegen, dürfen diese aufgrund der Komplexität der Materie nicht ohne weitere Prüfungen und Vergleichsberechnungen von Hand blind übernommen werden.

Als „Ausführungsbestimmungen“ oder „Anwendungsinterpretationen“ der DIN 1054 (2003) werden die neuen Auflagen der EAU und insbesondere die 4. Auflage der EAB wertvolle und unverzichtbare Hilfen darstellen.

Der große Vorteil mit der Einführung der neuen Normengeneration im Grundbau besteht aber darin, dass die Nachweise in der Geotechnik nunmehr durchgängig mit dem Teilsicherheitskonzept geführt werden können und damit eine Angleichung an die Vorgehensweise aus dem Hochbau erreicht ist.

Literatur

Walz, B. (2003): Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge, Vortrag im Rahmen des Seminars „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau nach der neuen DIN 1054“, Haus der Technik e.V., Essen, 31.03.2003 – 01.04.2003

Weissenbach, A. (2003a): Erarbeitung der 4. Auflage der EAB - Die zukünftige EAB nach dem Teilsicherheitskonzept, Vortrag auf dem Symposium " Aktuelle Entwicklungen bei der Berechnung von Baugruben", Universität Dortmund, März 2003

Weissenbach, A. (2003b): Berechnungsbeispiele, Vortrag auf dem Symposium " Aktuelle Entwicklungen bei der Berechnung von Baugruben", Universität Dortmund, März 2003

DIN 1054 (2003) - Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2003

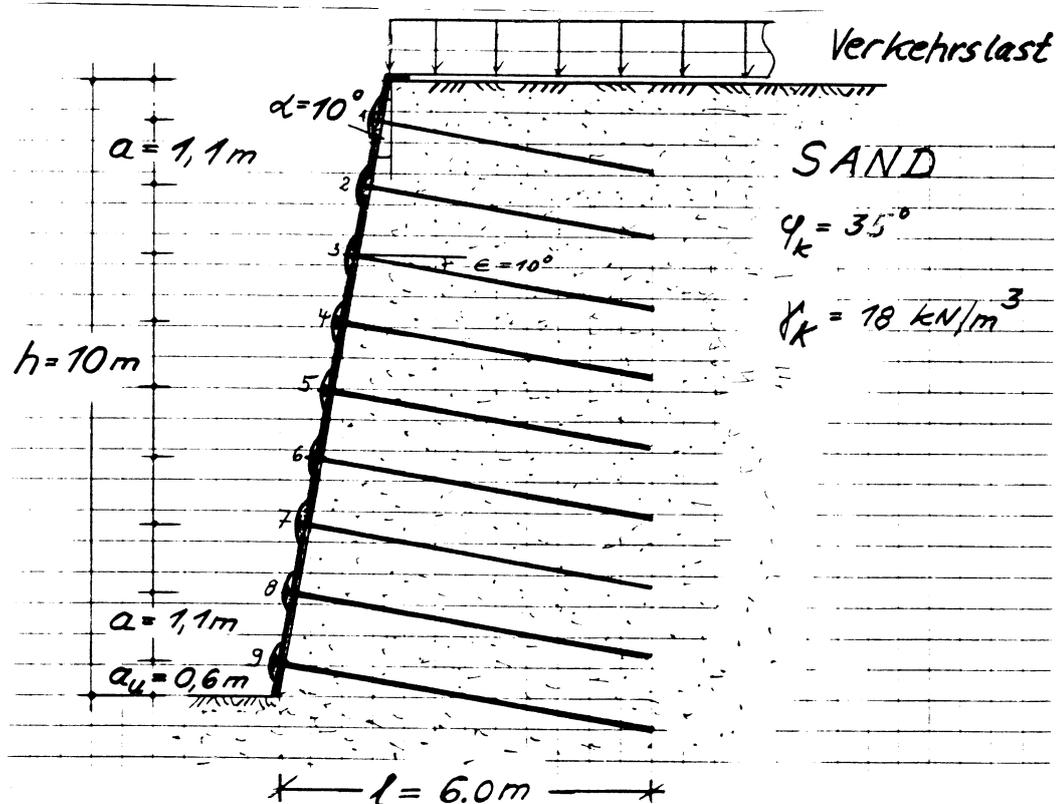
EAB (1994) - Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 3. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin 1994.

Wahrmund, H. (2003): Bemessung von Baugrubenwänden, Vortrag Bauhausuniversität Weimar, 25.09.2003

1. Beispiel: Permanente Nagelwand in nichtbindigem Boden

Aufgabe: Nachweis der (Stand-)Sicherheit gegen den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1054:2003-01 (im folgenden kurz: DIN 1054-neu)

Querschnitt der geplanten Nagelwand:



Erforderliche Fragen und Vorüberlegungen:

In welchem Grenzzustand der Tragfähigkeit muß der Standsicherheitsnachweis geführt werden ?

nach DIN 1054-neu ist eine

Unterscheidung von drei Grenzzuständen der Tragfähigkeit zu treffen:

- a) Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1A)
- b) Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (GZ 1B)
- c) Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C)

Definition nach DIN 1054-neu, Abschnitt 3.1.2.7 (Originaltext der Norm kursiv):

Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C)

Versagen des Baugrundes, ggf. einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke, durch Bruch oder Fels, ggf. auch zusätzlich durch Bruch in mittragenden Bauteilen, z. B. Böschungsbruch, Geländebruch

Frage: Sind Bodennägel hier als „mittragende Bauteile“ anzusehen? Antwort: ja!

In Abschnitt 12.4.1. (2) des Hauptabschnittes „**Gesamtstandsicherheit**“ der neuen DIN 1054 wird für den Nachweis der **Standsicherheit von Bodenvernagelungen der Grenzzustand 1C** auch eindeutig empfohlen.

Aber: Die Sicherheit gegen **Materialversagen** (z. B. Versagen des Stahlzuggliedes im Bodennagel) ist nach Abschnitt 12.4.2 (4) **im Grenzzustand 1B** nachzuweisen!

Vorgehensprinzip für alle Bemessungen nach DIN 1054-neu:

Trennung von Einwirkungen und Widerständen (soweit möglich)

Für das System Nagelwand ist gegeben:

Geometrische Größen:

Wandhöhe $h = 10$ m; Breite des vernagelten Bodenkörpers am Wandfuß $l = 6,0$ m
Wandneigung zur Vertikalen $\alpha = 10^\circ$; Nagelneigung $\varepsilon = 10^\circ$
vertikale erdseitige Begrenzung des vernagelten Bodenkörpers (Randneigung $\rho = 0$)
Vertikaler Nagelabstand $a = 1,10$ m

Einwirkende Größen:

Verkehrslast $q_k = 23$ kN/m²
Bodenwichte $\gamma_k = 18$ kN/m³

Widerstehende Größen:

Reibungswinkel des Sandes $\varphi_k = 35^\circ$
mittlere Grenzschubkraft des Nagels pro Nagelmeter $T_{m,k} = 30$ kN/m
(Dieser Wert sei aus Erfahrung geschätzt; Bestätigung durch Nagelprüfungen gemäß Zulassungen unbedingt erforderlich!)

gesucht (im Lastfall 1): größter horiz. Nagelabstand b unter Einhaltung der Standsicherheit

Berechnung der Bemessungswerte im Lf1:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right)$$

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan 35^\circ}{1,25}\right) = 29,3^\circ \approx 29^\circ$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,30 \cdot 23 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Siehe DIN 1054-neu,
Tab. 3, Abschn. 6.4.2

$$\gamma_\varphi = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi} = 1,25$$

DIN 1054-neu,
Tab. 2, Abschn. 6.4.1

$$\gamma_Q = \frac{q_d}{q_k} = 1,30$$

Maßgebender Bruchmechanismus:

Zweikörper-Bruchmechanismus
mit ebenen Gleitflächen

Variation des Gleitfugenwinkels ϑ :

aus Erfahrung: Startwert $\vartheta = 35^\circ$

Schrittweite $\Delta\vartheta = 5^\circ$

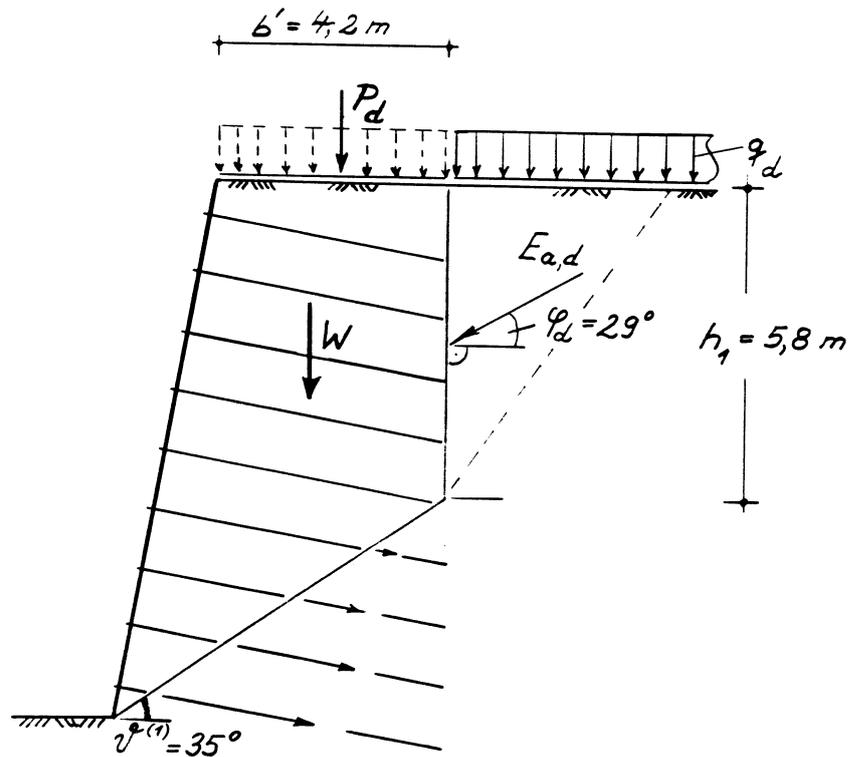
hierzu:

DIN 1054-neu
Abschn. 12.4.4(1)

und

DIN 4084-100
Abschn. 7.3

1. Variation $\psi^{(1)} = 35^\circ$



Einwirkende Kräfte:

$$P_d = q_d \cdot b' = 30 \cdot 4,2 = 126 \text{ kN/m}$$

$$W = 694 \text{ kN/m}$$

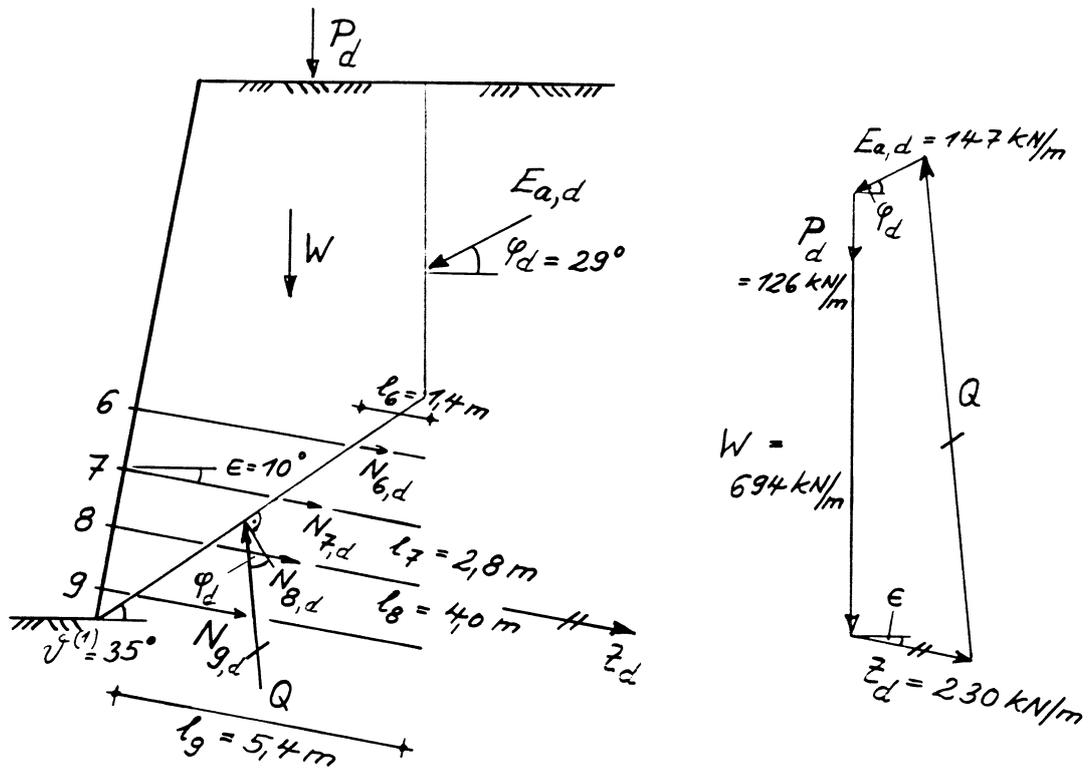
$$E_{a,d} = \frac{1}{2} h' (\gamma \cdot h_1 + 2 q_d) \cdot K_a(\varphi_d)$$

K_a aus Tabellen Grundbau-TB, Teil 1
mit: "Wandreibungswinkel" $\delta = \varphi_d = 29^\circ$

"Wandneigung" $\alpha = 0$

$$\rightarrow K_a = 0,308$$

$$E_{a,d} = \frac{1}{2} \cdot 5,8 (18 \cdot 5,8 + 2 \cdot 30) \cdot 0,308 = 147 \text{ kN/m}$$



Widerstehende Kräfte:

es gilt: $N_{i,d} = T_{m,d} \cdot l_i$

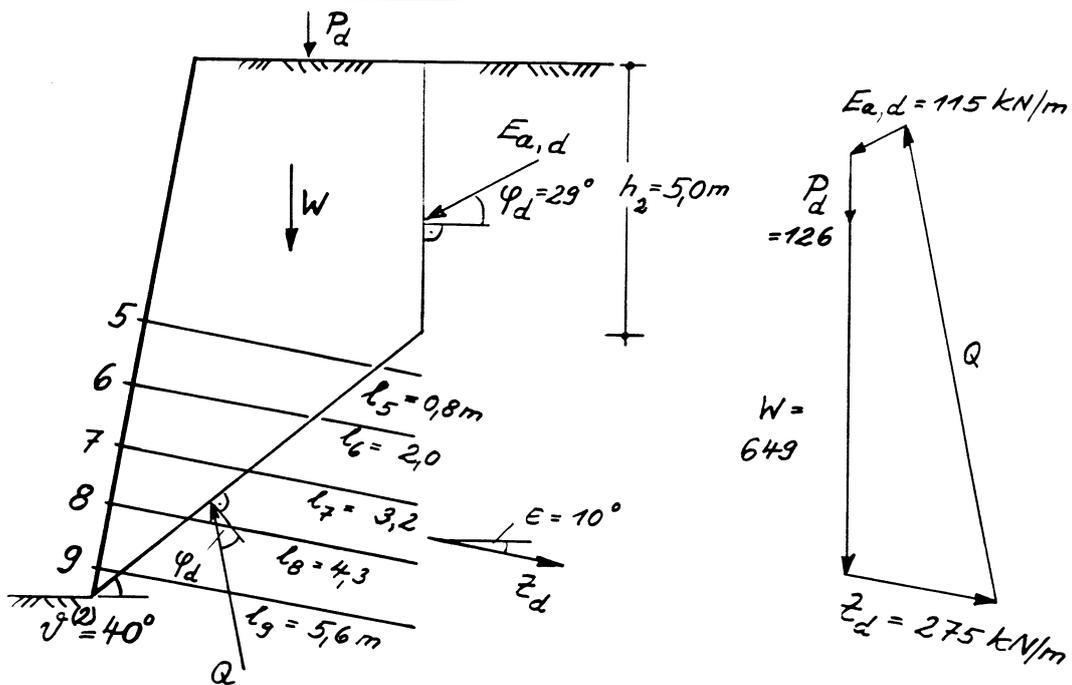
$$z_d = \sum N_{i,d} = T_{m,d} \cdot \sum_{i=6}^9 l_i$$

$$z_d = T_{m,d} \cdot (1,4 + 2,8 + 4,0 + 5,4)$$

$$230 = T_{m,d} \cdot 13,6$$

$$\rightarrow T_{m,d} = \frac{230}{13,6} = \underline{\underline{16,9\text{ kN/m/m}}} \quad \text{für } \vartheta^{(1)} = 35^\circ$$

2. Variation $\psi^{(2)} = 40^\circ$



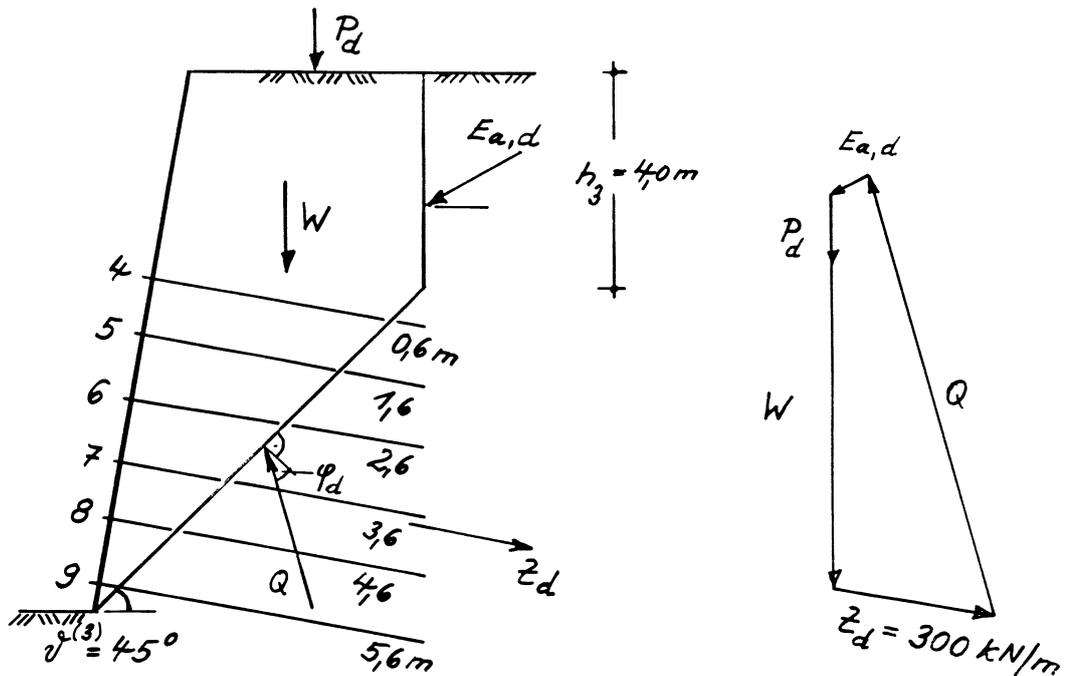
$$Z_d = T_{m,d} \cdot \sum_5^9 l_i$$

$$Z_d = T_{m,d} \cdot (0,8 + 2,0 + 3,2 + 4,3 + 5,6)$$

$$275 = T_{m,d} \cdot 15,9$$

$$\rightarrow T_{m,d} = \frac{275}{15,9} = 17,3\text{ kN/m/m} \text{ für } \psi^{(2)} = 40^\circ$$

3. Variation $\varphi^{(3)} = 45^\circ$



φ [°]	z_d [kN/m]	$\sum l_i$ [m]	$T_{m,d} = \frac{z_d}{\sum l_i}$ [kN/m/m]
35	230	13,6	16,9
40	275	15,9	17,3 = MAX!
45	300	18,6	16,1

Bemessungs-Schubkraft: $T_{m,d} = 17,3 \text{ kN/m/m}$

charakteristische Nagel-Schubkraft:

DIN 1054-neu
Tab. 3
Grenz Zustand 1

$$\gamma = \frac{T_{m,k}}{T_{m,d}}$$

$$\rightarrow T_{m,k} = \gamma_N \cdot T_{m,d}$$

$$T_{m,k} = 1,40 \cdot 17,3 = 24,2 \text{ kN/m/m}$$

Ergebnis der Variation von Gleitfuge:

$$\bar{T}_{m,k} = 24,2 \text{ kN/lfdm Nagel / lfdm Wandbreite}$$

Berechnung gesuchter horiz. Nagelabstand b:

vorgeschätzter charakteristischer Wert
der Grenzscherkraft des Einzelnagels:

$$T_{m,k} = 30 \text{ kN/lfdm Nagel}$$

(Anmerk.: Nachweis von $T_{m,k} \geq 30 \text{ kN/m}$
durch stichprobenartige Nagel-
prüfungen in situ)

Endergebnis:

$$b = \frac{T_{m,k}}{\bar{T}_{m,k}} = \frac{30}{24,2} = \underline{\underline{1,25 \text{ m}}}$$

$$\text{Vernagelungsgrad } \mu_k := \frac{T_{m,k}}{\gamma \cdot a \cdot b} \quad [-]$$

mit: γ Bodenwichte
 a vertik. Nagelabstand

$$\mu_k = \frac{30}{18 \cdot 1,1 \cdot 1,25} = 1,27$$

in Diagramm mit: $\varphi_d = 29^\circ$

$$\bar{q}_d = \frac{q_d}{\gamma \cdot h} = \frac{30}{18 \cdot 10} = 0,17$$

$$\mu = T_m / (\gamma \cdot a \cdot b)$$

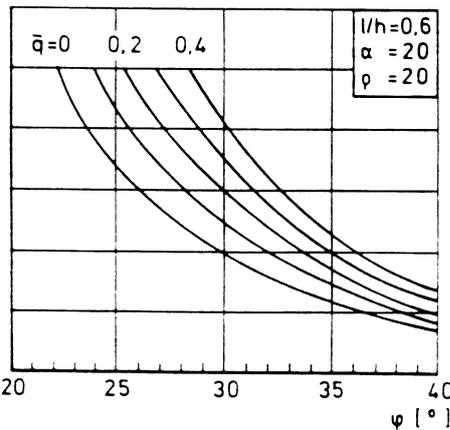
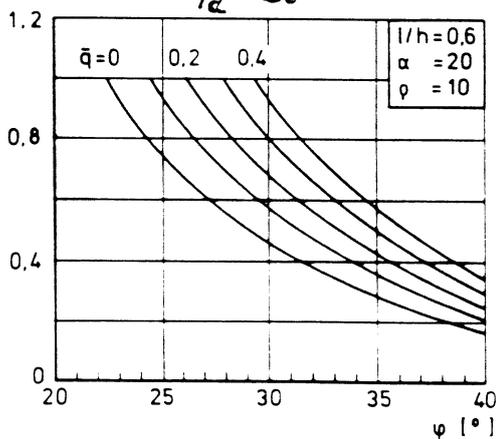
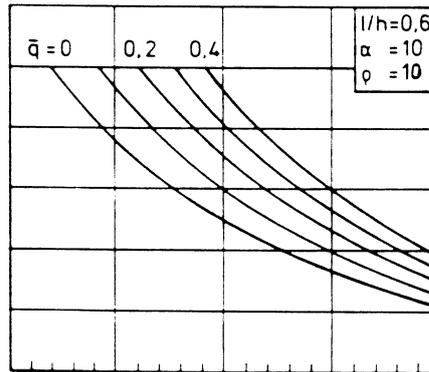
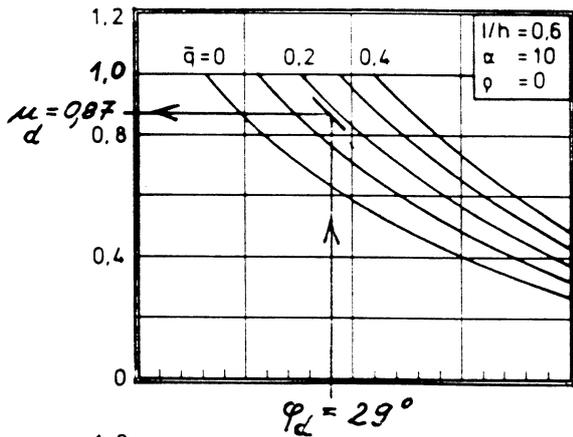
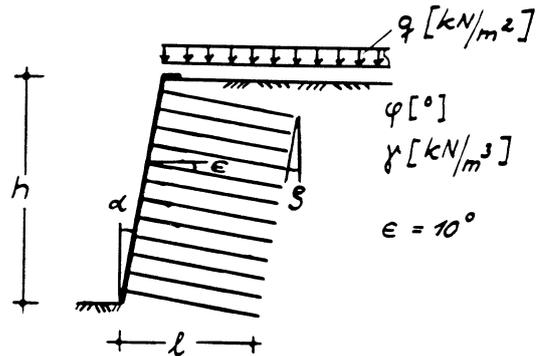
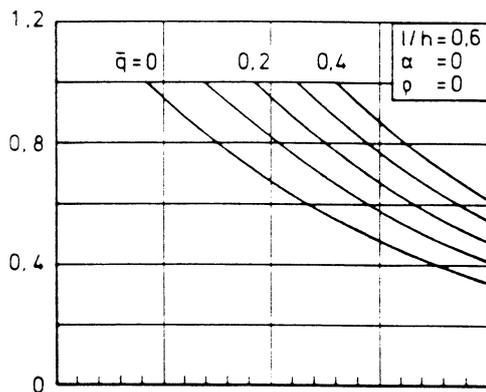
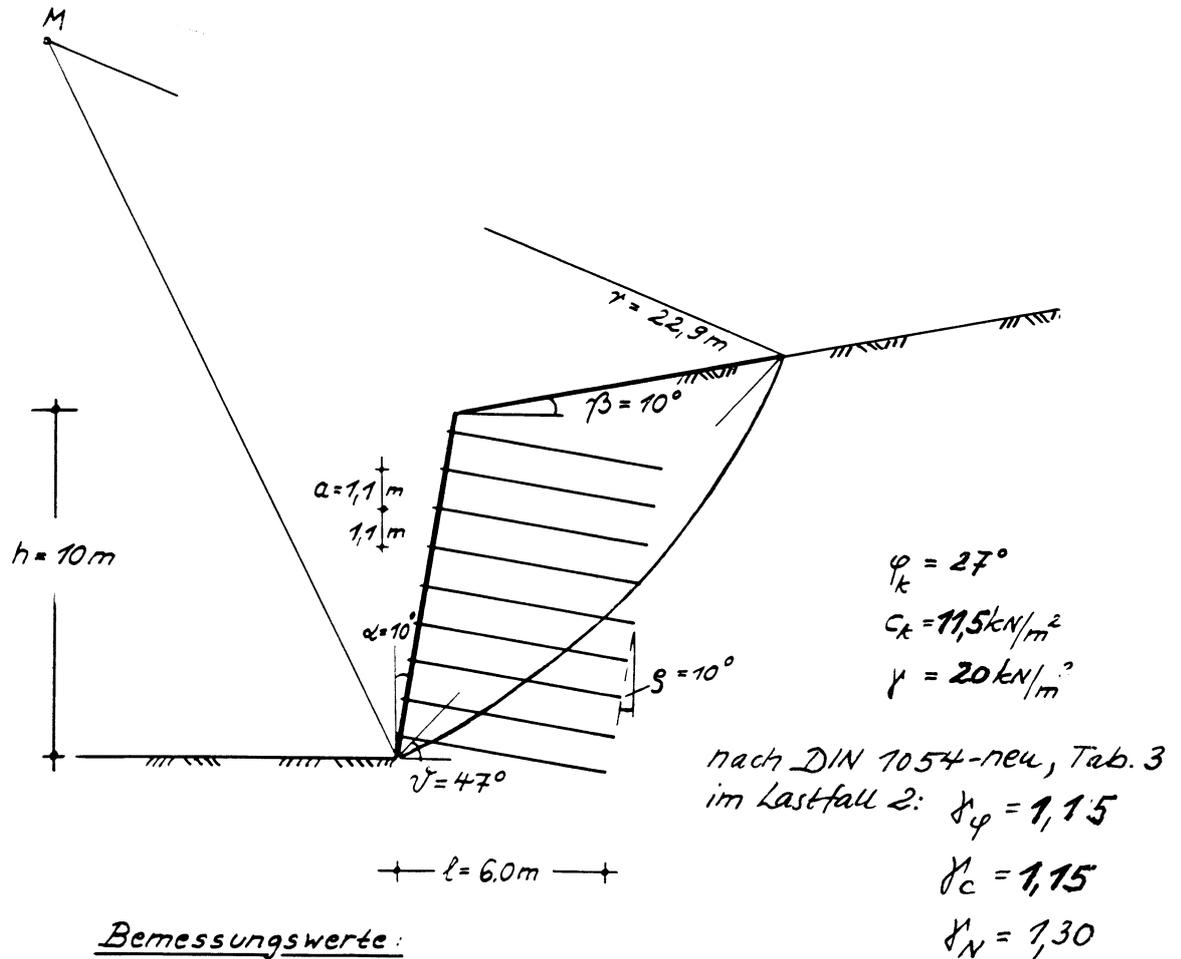


Abb. A1: Bemessungsdiagramme für Reibungsböden: $l/h = 0,6$; Gelände horizontal mit unbegrenzter Flächenlast $\bar{q} = q/(\gamma \cdot h)$

aus Diagramm: $\mu_d = 0,87$

$$\mu_k = \mu_d \cdot \gamma_\mu = 0,87 \cdot 1,40 = 1,22 \quad (\text{gute Übereinstimmung mit Ergebnis auf S. 8!})$$

2. Bemessungsbeispiel: Temporäre Vernagelung (Baugrube)



Bemessungswerte:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{1,15}\right) = 24^\circ$$

$$c_d = \frac{c_k}{1,15} = 10 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \bar{c}_d = \frac{c_d}{\gamma \cdot h} = \frac{10}{20 \cdot 10} = 0,05$$

aus Diagramm: $\mu_d = 0,58$

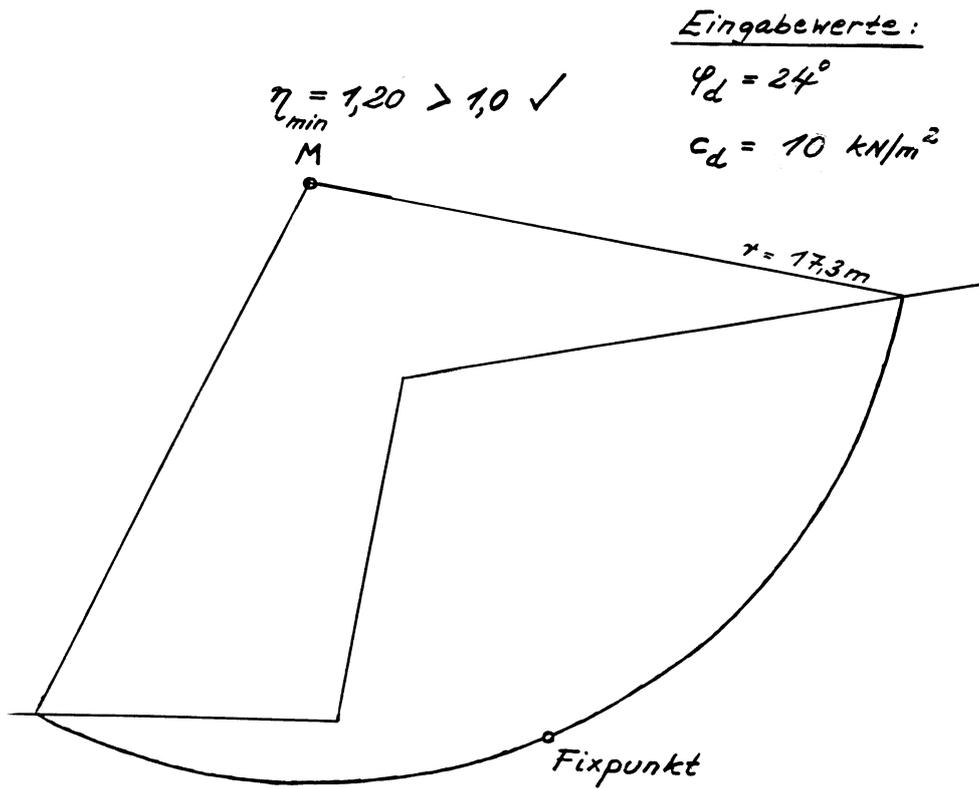
$$\mu_k = 1,30 \cdot \mu_d = 0,75$$

$$\mu_k = \frac{T_{m,k}}{\gamma \cdot a \cdot b}$$

vorgewählt: $a = 1,1 \text{ m}$
 $b = 1,2 \text{ m}$

$$T_{m,k} = \mu_k \cdot \gamma \cdot a \cdot b$$

Ergebnis: $T_{m,k} = 0,75 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = \underline{20 \text{ kN/m}}$



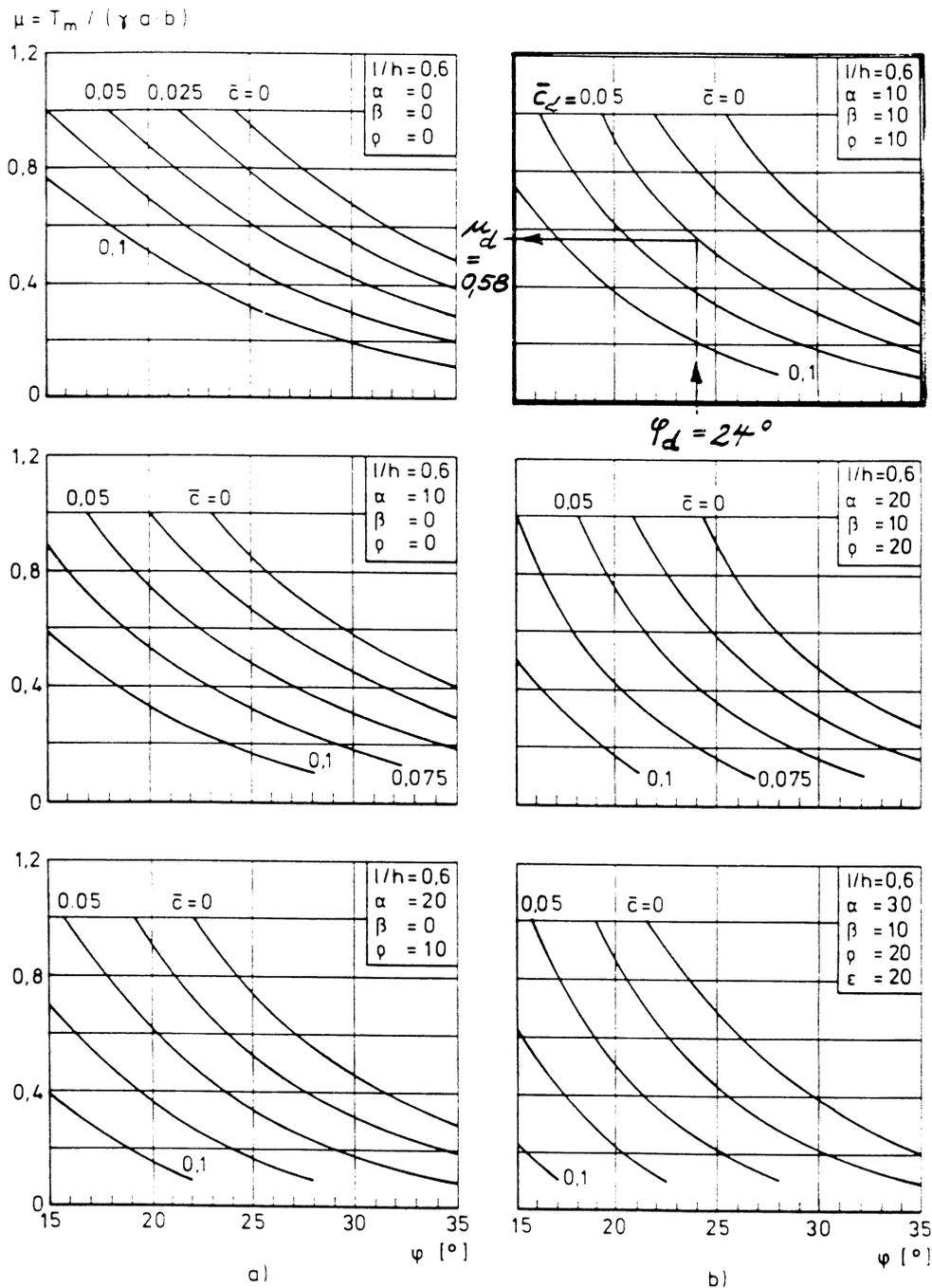


Abb. A3: Bemessungsdiagramme für Reibungsböden mit Kohäsion $\bar{c} = c/(\gamma \cdot h)$; $l/h = 0,6$; a) Gelände horizontal (unbelastet) b) Gelände unter $\beta = 10^\circ$ geneigt (unbelastet)

Quelle: "Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Stand sicherheit". Veröff. Inst. f. Bodenmech. u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe, 1987, Heft 108

Schrifttum:

Gäßler, G. 1982. Anwendung des statistischen Sicherheitskonzeptes auf verankerte Wände und vernagelte Wände. Vorträge Baugrundtagung in Braunschweig. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.*, Essen: 49-82

Gäßler, G. 1987. Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit. *Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik. u. Felsmechanik, Universität Karlsruhe*, Heft 108.

Gäßler, G. 1996. Design of reinforced excavations and natural slopes using new European Codes. *Keynote lecture. Proc. of the Symp. on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan*, Nov., Vol 2

Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Allgemeines

Mit Aufschwimmen bezeichnet man das Anheben eines Bauwerks oder einer undurchlässigen Bodenschicht infolge der hydrostatischen Auftriebskraft des Wassers. Das Bild 1 zeigt zwei Beispiele. Ein Aufschwimmen tritt auf, wenn die Auftriebskraft des Wassers größer wird als das Eigengewicht des Bauwerks oder der dichtenden Bodenschicht zusammen mit dem auf ihr liegenden Boden und dem darin enthaltenen Wasser.

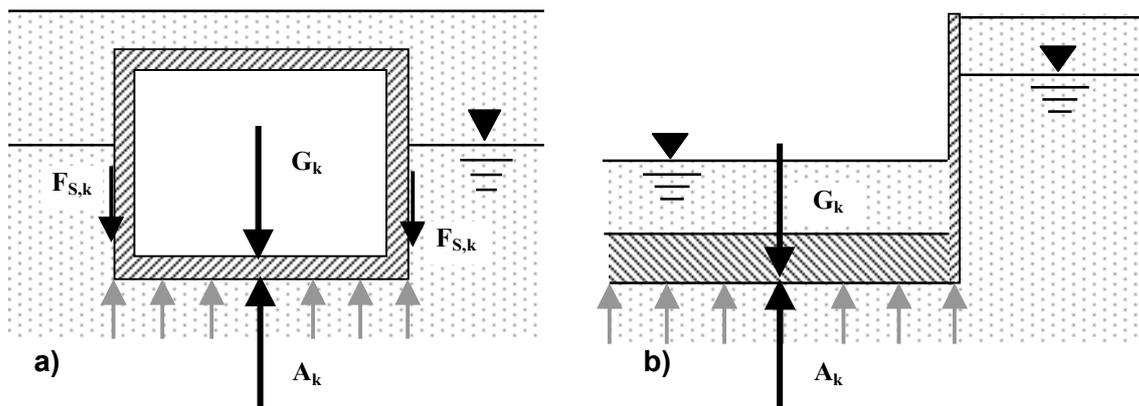


Bild 1: Beispiele für Bauwerke, die gegen Aufschwimmen nachzuweisen sind; a) überschütteter Tunnel im Grundwasser, b) dichtende Bodenschicht oder Dichtungssohle unter einer Baugrubensohle

Bei einem Versagen durch hydraulischen Grundbruch wird eine durchlässige Bodenschicht durch einen nach oben gerichteten Strömungsdruck von strömendem Grundwasser gewichtslos, sobald die vom strömenden Grundwasser ausgeübte Strömungskraft ebenso groß wird wie die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb. Die wirksamen Normalspannungen in der Bodenschicht werden Null und damit besitzt der Boden keine Festigkeit mehr, weil die Scherfestigkeit eines nichtbindigen Bodens nur durch Normalspannungen wirksam wird. Die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht z. B. bei umströmten Spundwänden (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch) und bei der im Bild 2 dargestellten Situation eines Seitengrabens am Fuß eines Hochwasserschutz-Deichs, der auf einer undurchlässigen Auelehmschicht errichtet wurde, die ihrerseits von einer durchlässigen Schicht, z. B. Sand unterlagert wird.

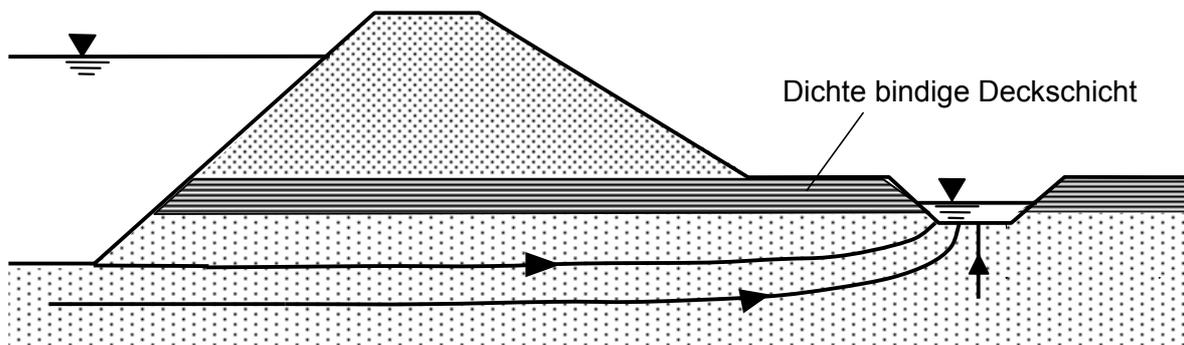


Bild 2: Anströmung eines Seitengrabens am Fuß eines Deichs bei Hochwasser

Bei keiner der beiden Versagensformen werden Widerstände im Baugrund mobilisiert. Daher handelt es sich um Grenzzustände des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A. Da dabei die Eigengewichtskräfte des Bodens eine maßgebende Rolle spielen, sind für die Wichten untere charakteristischen Werte anzusetzen. Falls zur Auftriebssicherung Zugelemente verwendet werden, sind diese nach den Regeln des Grenzzustandes GZ 1B zu bemessen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die drei Lastfälle nach DIN 1054, 6.3.3 sind der Tabelle 2 der Norm zu entnehmen. Ihre Zahlenwerte wurden so festgelegt, dass das Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts der alten DIN 1054 von 1976 [11.1] erhalten bleibt. Dies wird erreicht, wenn zwischen der globalen Sicherheit η_a für den Auftrieb und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,stab}$ für die günstigen, stabilisierenden ständigen Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,dst}$ für die ungünstigen, destabilisierenden ständigen Einwirkungen folgende Beziehung eingehalten wird:

$$\eta_a = \gamma_{G,dst} / \gamma_{G,stab}$$

Im Lastfall 1, für den die alte DIN 1054 eine globale Sicherheit von $\eta_a = 1,10$ vorsah, gibt die Tabelle 2 der Norm den Teilsicherheitsbeiwert für die günstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G,stab} = 0,90$, den Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G,dst} = 1,00$. Aus diesen beiden Werten ergibt sich $\eta_a = 1,00 / 0,90 = 1,11 \approx 1,10$. Im Lastfall 2 ergibt sich sinngemäß $\eta_a = 1,00 / 0,95 = 1,05$. Der Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen veränderlichen Einwirkungen von $\gamma_{Q,dst} = 1,50$ wurde vom EC 7-1 übernommen. In ähnlicher Weise wurden die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch festgelegt.

Neben dem Aufschwimmen und dem hydraulischen Grundbruch gibt es noch weitere Versagensformen, die durch Wasser im Boden ausgelöst werden. Dazu gehört der Materialtransport von strömendem Wasser im Boden, wie zum Beispiel die Suffosion, die innere Erosion und das Piping als Sonderform der Erosion im Boden:

- a) Suffosion ist die Umlagerung und der Transport der feinen Fraktionen eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens im Porenraum des Skeletts der groben Fraktionen durch die Strömung des Wassers. Ein solcher Materialtransport tritt auf, wenn der Boden selbst oder zwei Schichten gegeneinander nicht filterstabil sind. Das tragende Skelett wird bei diesem Vorgang nicht verändert, es erhöht sich die Durchlässigkeit und die Porenzahl des Bodens, während die Dichte abnimmt.
- b) Bei der inneren Erosion wird der gesamte Boden durch das strömende Wasser transportiert. Ein besonders gefährlicher Sonderfall der inneren Erosion ist das Piping, auch Erosiongrundbruch genannt. Beginnend an der Geländeoberfläche bzw. der Gewässersohle erzeugt der Materialtransport infolge des hohen hydraulischen Gefälles einen röhrenförmigen Fließweg z. B. zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten. Im Bild 2 ist eine solche Situation dargestellt, wo sich von der Grabensohle aus im Schutz der bindigen Deckschicht durch rückschreitende Erosion eine Stromröhre bilden kann, die zu einem Dammbbruch führt, sobald die erodierte Stromröhre die Gewässersohle auf der Wasserseite des Damms erreicht.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen einen Materialtransport durch Suffosion und gegen ein Versagen durch Piping sei auf das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [11.2] und die EAU [11.3] verwiesen. Weder die DIN 1054 noch der EC 7-1 geben Grenzzustandsbedingungen für diese Versagensformen an.

2 Zuordnung zu Geotechnischen Kategorien

Nach Anhang A der DIN 4020 [11.4] zählen zur Geotechnischen Kategorie GK 3 „Staudämme sowie Deiche und andere Bauwerke, die durch einen Druckhöhenunterschied des Wassers von $\Delta h > 2$ m belastet werden“ und „Einrichtungen, die den Grundwasserspiegel vor

übergehend oder bleibend verändern und damit ein Risiko für benachbarte Bauten bewirken“. Damit sind so gut wie alle Bauwerke, bei denen der Nachweis gegen Aufschwimmen und hydraulischen Grundbruch zu führen ist, der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen. Das bedeutet, dass der Baugrund- und die Grundwasserverhältnisse ganz besonders intensiv - ggf. über die Anforderungen der DIN 4020 hinaus - erkundet werden müssen und zu prüfen ist, ob aus Sicherheitsgründen bei der Baudurchführung und ggf. auch nach Fertigstellung eine Kontrolle der in den Nachweisen angenommenen Grundwasserverhältnisse durch Bauwerksmessungen erforderlich ist. Einzelheiten siehe Abschnitt 4.5 der Norm.

3 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

3.1 Nachweis bei alleiniger Wirkung von Bauwerkseigengewicht

Der Nachweis der Auftriebssicherheit von Bauwerken wird in der Regel in einer Folge von mehreren Nachweisen durchgeführt. Man untersucht zunächst, ob das Eigengewicht G des Bauwerks allein in der Lage ist, der hydrostatischen Auftriebskraft A mit der geforderten Sicherheit das Gleichgewicht zu halten. Das Bild 1 stellt zwei Beispiele dar. Bei diesen Fällen des Grenzzustandes der Lagesicherheit wird mit der Grenzzustandsbedingung (55) nachgeprüft, ob die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen – das sind die ständige hydrostatische Auftriebskraft $A_k \cdot \gamma_{G,dst}$ und eine möglicherweise zusätzliche veränderliche Kraft $Q_k \cdot \gamma_{Q,dst}$ – höchstens gleich dem Bemessungswert der günstigen Einwirkung des Eigengewichtes $G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab}$ sind:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} \quad (55)$$

Bei einem überschütteten Bauwerk - z. B. bei einem Tunnel - ist beim Bauwerkseigengewicht natürlich auch die Auflast des Bodens über dem Tunnel einzurechnen, ggf. mit der Unterscheidung nach Lastfall LF1 bzw. Lastfall LF2. Bei der Untersuchung von Bodenschichten - z. B. an einer Baugrubensohle - ist das gesamte Gewicht des feuchten oder wassergesättigten Bodens zwischen der Unterkante der Dichtung und der Baugrubensohle anzusetzen.

In 11.3.1 (2) schreibt die Norm zusätzlich zum Nachweis gegen Aufschwimmen von Bodenschichten auch einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch vor. Maßgebend kann dieser Nachweis nur werden, wenn der gesamte Baugrund unterhalb der Aushubsohle durchströmt wird und als „ungünstig“ im Sinne von Absatz 11.5 (5) einzustufen ist wie z. B. ein Schluff. In einem solchen Fall kann sich rechnerisch eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen ergeben, während die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch jedoch nicht erfüllt wird, weil die Teilsicherheitsbeiwerte größer sind als beim Aufschwimmen. Bei einem steifen tonigen bindigen Boden, der als „günstiger Baugrund“ eingestuft wird, ergibt sich bei einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen auch eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Da ein solcher Boden auf Grund seiner Kohäsion im Vergleich zu nichtbindigen Böden eine ausreichende innere Festigkeit besitzt, kann in solchen Fällen auf einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch verzichtet werden.

Sofern eine wasserundurchlässige Schicht von einer wasserdurchlässigen Schicht überlagert wird (siehe Bild 1b) ist nur das Aufschwimmen nachzuweisen. Ein Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist nicht erforderlich, weil in der oberen wasserdurchlässigen Schicht praktisch keine Strömungskraft wirkt.

3.2 Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften

In vielen Fällen reicht das Eigengewicht nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen. Da viele solche Bauwerke im Boden eingebettet sind, erlaubt die DIN 1054 als günstige, d. h. stabilisierende Einwirkungen neben dem Eigengewicht auch die Scherkräfte $F_{S,k}$ zwischen Bauwerk und Boden anzusetzen, siehe Bild 3. Scherkraft $F_{S,k}$ kann z. B. sein:

- die Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$ (mit δ_a dem Wandreibungswinkel) bei Bauwerkswänden, hinter denen sich durch entsprechende Verformungen der aktive Erddruck einstellt, oder
- die Scherkraft $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \varphi'_{k,}$ die in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge wirkt.

Es versteht sich, dass beim Auftriebsnachweis für eine als Unterwasserbeton hergestellte Baugrubensohle (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen Aufschwimmen) eine an der Baugrubenwand wirkende Scherkraft nur angesetzt werden kann, wenn auch eine entsprechende Übertragung der Scherkräfte von der Wand auf die Sohle gewährleistet ist. Sind alle Randbedingungen erfüllt, dann kann die Grenzzustandsbedingung (55) um die zusätzlich einwirkende charakteristische Scherkraft $F_{S,k}$ erweitert werden:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stab} \quad (56)$$

In der alten DIN 1054 von 1976 [11.1], in der für den Auftrieb im Lastfall 1 eine globale Sicherheit von $\eta = 1,10$ anzusetzen war, wurde bei der Berücksichtigung von seitlichen Bodenreaktionen eine um 0,3 erhöhte Sicherheit von $\eta = 1,40$ gefordert. Um dieses erhöhte Sicherheitsniveau beim Teilsicherheitskonzept zu erhalten, ist nach dem Wortlaut der Norm bei der Ermittlung des Erddruckes die Wichte des Bodens mit einem Anpassungsfaktor von $\eta = 0,80$ abzumindern. Falls in begründeten Fällen eine Kohäsion angesetzt wird, ist diese ebenfalls mit dem Anpassungsfaktor $\eta = 0,80$ abzumindern.

Damit die Auftriebssicherheit nicht maßgeblich von den Scherkräften abhängt, ist bei Dauerbauwerken zusätzlich nachzuweisen, dass die Grenzzustandsbedingung (56) ohne den Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten des Lastfalls LF 3 erfüllt ist. Bei Dauerbauwerken haben die Scherkräfte somit nur eine sehr geringe Bedeutung.

3.3 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen

In sehr vielen Fällen reicht auch die zusätzliche Inanspruchnahme der Scherkräfte an den Bauwerkswänden nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen sicherzustellen. In solchen Fällen wird das Bauwerk in der Regel mit Zugelementen nach unten verankert, wobei Pfähle oder Verpressanker verwendet werden. Bei einer Verankerung sind vier Versagensmechanismen bzw. Grenzzustände zu untersuchen und dabei folgende Nachweise zu führen:

- der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen des verankerten Bauwerkes zur Ermittlung der erforderlichen Tragfähigkeit der Zugelemente (siehe Bild 3) und
- der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen des Bauwerkes einschließlich des Bodenblockes, der über die Pfähle mit dem Bauwerk verbunden ist (siehe Bild 4), d.h. der Nachweis der Gruppenwirkung der Zugelemente,
- der Nachweis der Tragfähigkeit der Zugelemente (Sicherheit gegen Herausziehen eines Zugelements) zur Bemessung der erforderlichen Zahl und der Länge der Zugelemente und
- der Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen der Zugelemente.

3.3.1 Nachweis der Sicherheit gegen aufwärts gerichteten hydrostatischen Wasserdruck

Auch beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Bauwerken wird der Grenzzustand der Lagesicherheit (GZ 1A) zugrunde gelegt, obgleich Widerstände im Boden mitwirken und in den Nachweisen angesetzt werden. Wie die Scherkräfte an den Bauwerkswänden werden die Kräfte der Zugverankerung nicht als Widerstände, sondern als günstige, stabilisierende Einwirkungen in die Grenzzustandsbedingung für das Aufschwimmen eingeführt (siehe Bild 3):

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} + n \cdot F_{Z,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (57)$$

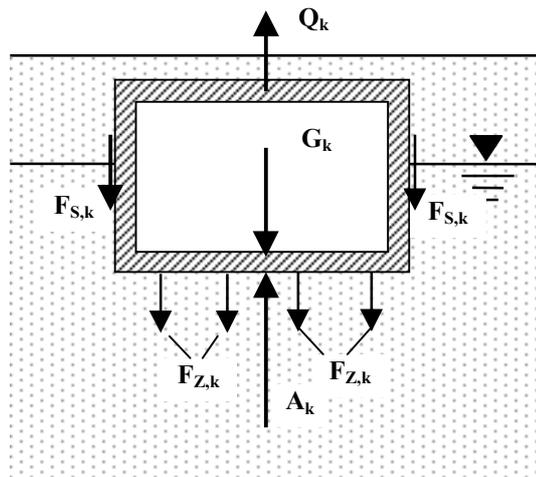


Bild 3: Einwirkungen auf eine gegen Aufschwimmen verankerte Konstruktion

wobei $F_{Z,k}$ die charakteristische Einwirkung eines Zugelementes und n die Zahl der erforderlichen gleichen Zugelemente ist. Die Bedingung (57) wird umgestellt, um die statisch erforderliche stabilisierende Einwirkung der Verankerung zu ermitteln:

$$n \cdot F_{Z,k} \geq (A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst}) / \gamma_{G,stb} - (F_{S,k} + G_{k,stb}) \quad (57a)$$

Im üblichen Fall, dass $Q_k = F_{S,k} = 0$ ist, wird Gleichung (57a) zu:

$$n \cdot F_{Z,k} \geq A_k \cdot \gamma_{G,dst} / \gamma_{G,stb} - G_{k,stb} \quad (57b)$$

Bei einem zu engen Abstand der Zugelemente besteht die Gefahr, dass sich ihr Einflussbereich im Boden überlagert und dann der mobilisierbare Gesamtwiderstand der Zugelemente gegen Herausziehen kleiner wird als die Summe der Widerstände der Zugelemente. Der Nachweis eines ausreichend großen Abstands der Zugelemente (Nachweis der Gruppenwirkung) wird erbracht, indem der Grenzzustand der Lagesicherheit GZ 1A für das Bauwerk einschließlich des über die Zugpfähle angehängten Bodens nachgewiesen wird (siehe Bild 4). Mit der charakteristischen Gewichtskraft $G_{E,k}$ des angehängten Bodens ergibt sich für den Grenzzustand GZ 1A unter Ansatz der Scherkraft an der Wand der Konstruktion die Bedingung:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (58)$$

Bei der Ermittlung des Eigengewichts des über Zugpfähle angehängten Bodens wird ein Bodenkörper angenommen, wie er im Bild 2 des Abschnitts 8.5.4 der Norm dargestellt ist. Da

mit errechnet sich der charakteristische Wert $G_{E,k}$ der Eigengewichtslast des angehängten Bodens zu:

$$G_{E,k} = n \cdot \left[l_a \cdot l_b \left(L - 1/3 \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot(\varphi) \right) \right] \cdot \eta \cdot \gamma' \quad (35)$$

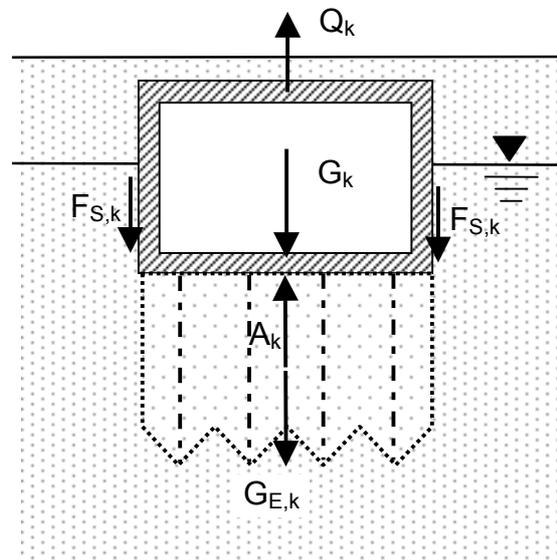


Bild 4: Nachweis der Pfahlgruppenwirkung

Dabei ist neben den bereits definierten Größen

l_a das größere Rastermaß der Pfähle,

l_b das kleinere Rastermaß,

γ' die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

$\eta = 0,8$ ein Anpassungsfaktor, mit dem die Wichte bzw. die Eigenlast des Bodens abgemindert wird, um das schon beim globalen Sicherheitskonzept geforderte höhere Sicherheitsniveau für die Bodenreaktion auch beim Teilsicherheitskonzept sicherzustellen.

Die Grenzzustandsbedingung (58) liegt auf der sicheren Seite, da die an der Umfangsfläche des angehängten Bodenblocks mobilisierbaren Scherkräfte nicht in Ansatz gebracht werden. Es sind sicherlich Fälle denkbar, wo diese Scherkräfte zusätzlich angesetzt werden können, wie z. B. bei wenigen, relativ langen und eng stehenden Pfählen.

Bevor dieser Nachweis der Gruppenwirkung durchgeführt werden kann, ist allerdings die Pfahlgründung im Hinblick auf den Rasterabstand und die Länge der Pfähle zu bemessen. Das geschieht über den Nachweis der Tragfähigkeit der Zugelemente.

3.3.2 Nachweis der Tragfähigkeit der Zugelemente

Der Nachweis der Tragfähigkeit von Zugelementen wird erbracht, indem gezeigt wird, dass der Bemessungswert E_d der Beanspruchung eines Zugelementes höchstens gleich dem Bemessungswert R_d seines Widerstandes gegen Herausziehen ist:

$$E_d \leq R_d \quad (59)$$

Das Versagen durch Herausziehen ist ein Grenzzustand GZ 1B, weil beim Herausziehen der Widerstand des Bodens in Anspruch genommen wird. Bei diesem Nachweis sind die im Ver

gleich zum Grenzzustand GZ 1A höheren Teilsicherheitsbeiwerte des Grenzzustandes GZ 1B anzusetzen. Der Bemessungswert der Beanspruchung E_d eines Zugelements ergibt sich aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen über die Grenzzustandsbedingung (57) zu:

$$E_d = F_{Z,k} \cdot \gamma_G \quad (60)$$

wobei die Zahl n der Pfähle vorgeschätzt werden muss. Die in der Grenzzustandsbedingung (59) anzusetzenden Bemessungswerte R_d der Herauszieh Widerstände der Zugelemente sind für Zugpfähle nach Abschnitt 8.4.7 der Norm und für Verpressanker nach Abschnitt 9.4.1 der Norm zu ermitteln.

So ergibt sich z. B. bei einer Zugpfahlgründung, die auf Grundlage der Ergebnisse von Probebelastungen bemessen wird, der Bemessungswert $R_{1,d}$ des Zugpfahlwiderstands aus dem charakteristischen Wert $q_{s,k}$ für die Pfahlmantelreibung bei Zug sowie dem Durchmesser D und der Länge L der Pfähle mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Pt} nach Tabelle 3 der DIN 1054 zu:

$$R_{1,d} = L \cdot q_{s,k} \cdot D \cdot \pi / \gamma_{Pt}$$

Mit der Bedingung (59) und der Gleichung (60) lässt sich damit die erforderliche Länge der Pfähle bestimmen:

$$L \geq (F_{Z,k} \cdot \gamma_G) / (q_{s,k} \cdot D \cdot \pi / \gamma_{Pt}).$$

In entsprechender Weise wird die erforderliche Länge von Verpressankern ermittelt, wobei sich allerdings die zugehörigen Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_P und γ_A unterscheiden (siehe Tabelle 3 der DIN 1054).

Für alle Zugpfähle bzw. Verpressanker ist darüber hinaus nach den bauartspezifischen Regeln die Sicherheit gegen Materialversagen nachzuweisen, wobei die in den jeweiligen Bauartnormen angegebenen Materialkenngrößen maßgebend sind.

3.3.3 Bemessung der Sohlplatte

Es versteht sich, dass für die beim Nachweis gegen Aufschwimmen angesetzten Einwirkungen auch eine Bemessung der Sohlplatte und der Baugrubenkonstruktion für den Grenzzustand GZ 1B (innere Tragfähigkeit) durchzuführen ist. Dabei ist insbesondere der Anschluss zwischen der Bauwerkssohle und den Baugrubenwänden zu prüfen, falls Scherkräfte zwischen der Baugrubenwand und dem Boden beim Nachweis der Sohlplatte gegen Aufschwimmen in Anspruch genommen wurden. Zu berücksichtigen sind auch die Auswirkungen der Scherkräfte auf die Biegemomente in der Sohlplatte. Außerdem sind ungleichmäßige Verteilungen des Auftriebs (z. B. bei Versprünge der Sohle) und der Eigengewichtslasten zu berücksichtigen.

4 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Grundlage für einen rechnerischen Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruchs ist der Grenzzustand, bei dem der Boden unter der Strömungskraft gewichtslos wird, weil die Strömungskraft so groß wird wie die Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch). Es ist nachzuweisen, dass die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen durch die Strömungskraft S'_k nicht größer sind als diejenigen der günstigen, stabilisierenden Einwirkungen aus der Eigenlast G'_k des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb. Damit ergibt sich die Grenzzustandsbedingung zu:

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (61)$$

mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_H für die ungünstig wirkende Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}}$ die günstig, stabilisierend wirkende Eigenlast des Bodenprismas nach Tabelle 2 der DIN 1054.

Bei dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch nach Grenzzustandsbedingung (61) werden die wirksamen Kräfte verwendet. Dem EC7-1 [11.5] folgend lässt die DIN 1054 auch einen Nachweis mit den totalen Kräften zu:

$$A_k \cdot \gamma_H \leq G_{k, \text{stb}} \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (62)$$

Dabei ist A_k die charakteristische Auftriebskraft im ungünstigsten waagerechten Schnitt durch den durchströmten Bodenkörper und $G_{k, \text{stb}}$ die charakteristische Eigenlast des wasser-gesättigten Bodenkörpers. Betrachtet man als Bodenkörper ein Prisma mit der Höhe H und der Querschnittsfläche A_P , dann ergibt sich mit dem Porenwasserüberdruck Δu an der Unterseite des Bodenprismas die charakteristische Auftriebskraft A_k zu:

$$A_k = (\Delta u + H \cdot \gamma_w) \cdot A_P$$

Eingesetzt in Gleichung (62):

$$(\Delta u + H \cdot \gamma_w) \cdot A_P \cdot \gamma_H \leq G_{k, \text{stb}} \cdot \gamma_{G, \text{stb}} = (G'_k + G_w) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (62a)$$

Dabei ist G'_k die Eigenlast des Bodenprismas unter Auftrieb und G_w das Gewicht des Wasserprismas. Für den mit einem dem hydraulischen Gefälle von $i = \Delta u/H$ durchströmten Bodenkörper mit einem Volumen von $V = H \cdot A_P$ ergibt sich eine Strömungskraft S' zu:

$$S' = i \cdot H \cdot A_P = \Delta u \cdot A_P$$

Eingesetzt in (62a):

$$(S' + G_w) \cdot \gamma_H \leq (G'_k + G_w) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (62b)$$

Vergleicht man Grenzzustandsbedingungen (61) und (62b), so zeigt sich, dass (62b) gegenüber Gleichung (61) auf beiden Seiten zusätzlich das Gewicht G_w des Wasserprismas enthält. Das führt dazu, dass die Verwendung der Bedingung (62b bzw. 62) mit totalen Kräften immer eine weiter auf der sicheren Seite liegende Bemessung ergibt als die Bedingung (61) mit wirksamen Kräften.

Strenggenommen ist allerdings der Ansatz nach Bedingung (62) bodenmechanisch nicht sinnvoll und führt unter Umständen sogar zu falschen Ergebnissen. Das auf beiden Seiten der Grenzzustandsbedingung (62) enthaltene Gewicht G_w des Wassers im Prisma beeinflusst das Ergebnis des rechnerischen Nachweises, obgleich es am Strömungsprozess und damit am Bruchvorgang in keiner Weise beteiligt ist. Aus diesem Grund sollte die Grenzzustandsbedingung (62) nicht verwendet werden. Sie liegt zwar auf der sicheren Seite, ist jedoch physikalisch falsch.

Beim rechnerischen Nachweis des hydraulischen Grundbruchs mit den Grenzzustandsbedingungen (61) und (62) bereitet die Ermittlung der Größe der Eigenlast des durchströmten Bodenprismas wenig Probleme. Schwieriger ist dagegen die Bestimmung der Größe der Strömungskraft S'_k . Für einfache geometrische Verhältnisse findet man Näherungslösungen in Handbüchern. Geübte Fachleute ermitteln für einfache Fälle auch schnell grafisch Strömungs- und Potenzialnetze, mit denen dann die maßgebenden Potenziale abgeschätzt werden können. Bei Baugrund mit Bodenschichten mit unterschiedlicher Durchlässigkeit oder wenn die räumliche Wirkung von Bedeutung ist, wie z. B. in Baugrubenecken, sind genauere Untersuchungen zur Ermittlung des hydraulischen Potentials erforderlich. Sofern Angaben in der Literatur, z. B. in [11.6] hierzu nicht ausreichen, empfiehlt sich die Anwendung numerischer Methoden. Am zuverlässigsten kann die Strömungskraft bzw. die Auftriebskraft durch Messungen des Porenwasserdrucks im Untergrund bestimmt werden, die allerdings in der Planungsphase kaum möglich sind. In vielen Fällen empfiehlt es sich aber im Sinne der Be

obachtungsmethode beim Bau oder nach Fertigstellung des Bauwerks Messungen durchzuführen, um die Berechnungsannahmen zu überprüfen und das Bauwerk zu überwachen.

Am Fuß von Stützwänden kann für das vom Boden durchströmte Bodenprisma eine Breite der halben Einbindetiefe der Stützwand angenommen werden. Deutlich auf der sicheren Seite liegt man, wenn man Davidenkoff [11.7] folgend ein unendlich dünnes Bodenprima, d. h. einen Stromfaden unmittelbar an der Stützwand untersucht.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die 3 Lastfälle sind der Tabelle 2 der DIN zu entnehmen. Beim Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft wird unterschieden zwischen günstigem und ungünstigem Untergrund. Als günstiger Untergrund sind Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden anzusehen, als ungünstiger Untergrund locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden. Der Grund für die höheren Teilsicherheitsbeiwerte bei den lockeren Sanden und weichen bindigen Böden liegt darin, dass sie bei Durchströmung zu Suffosion und innerer Erosion neigen. Dadurch können die geohydraulischen Bedingungen im Boden ungünstig verändert und bei entsprechenden Randbedingungen Piping mit einem Erosion Grundbruch ausgelöst werden (siehe Bild 2). Verfahren zum Nachweis einer ausreichender Sicherheit gegen Suffosion und gegen Piping werden im *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [11.1] beschrieben. Da durch Filterschichten ein Austrag von Boden aus dem Untergrund verhindert werden kann, erlaubt die DIN 1054 bei einem Einbau von Filterschichten mit einer Mindestdicke von 0,30 m die Verwendung der kleineren Teilsicherheitsbeiwerte für den günstigeren Untergrund.

Literatur

- [11.1]: DIN 1054 (1976): Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrunds
- [11.2]: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), 1998,
- [11.3]: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990, Ernst & Sohn
- [11.4]: DIN 4020 (2003). Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- [11.5]: EC 7-1: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 2004
- [11.6] Weißenbach, A.: Baugrubensicherung. Kapitel 3.6 im Grundbautaschenbuch, Fünfte Auflage, Teil 3. Ernst & Sohn, 1997
- [11.7]: Davidenkoff, R.: Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruchs, Wasserwirtschaft 46, 1956, H. 9

Beispiel: Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Aufgabenstellung und Annahmen

Es ist die Auftriebsicherheit einer Betonsohle in einer Baugrube nachzuweisen, die in einer Tiefe von $H = 12,00$ m unter Geländeoberkante liegt und Abmessungen von $a = 10,0$ m und $b = 5,0$ m hat. Das Grundwasser kann bis zur Geländeoberfläche ansteigen. Die Baugrube wird durch eine ausgesteifte Spundwand gesichert; die Bohlenlänge beträgt $L = 16,0$ m (siehe Bild 1). Der Baugrund besteht aus Sand mit einem charakteristischen Reibungswinkel von $\varphi'_k = 32,5^\circ$ und unteren charakteristischen Werten für die Wichten von $\gamma_{\text{sat}} = 20,0$ kN/m³ für den gesättigten Boden und $\gamma' = 10$ kN/m³ für den Boden unter Auftrieb.

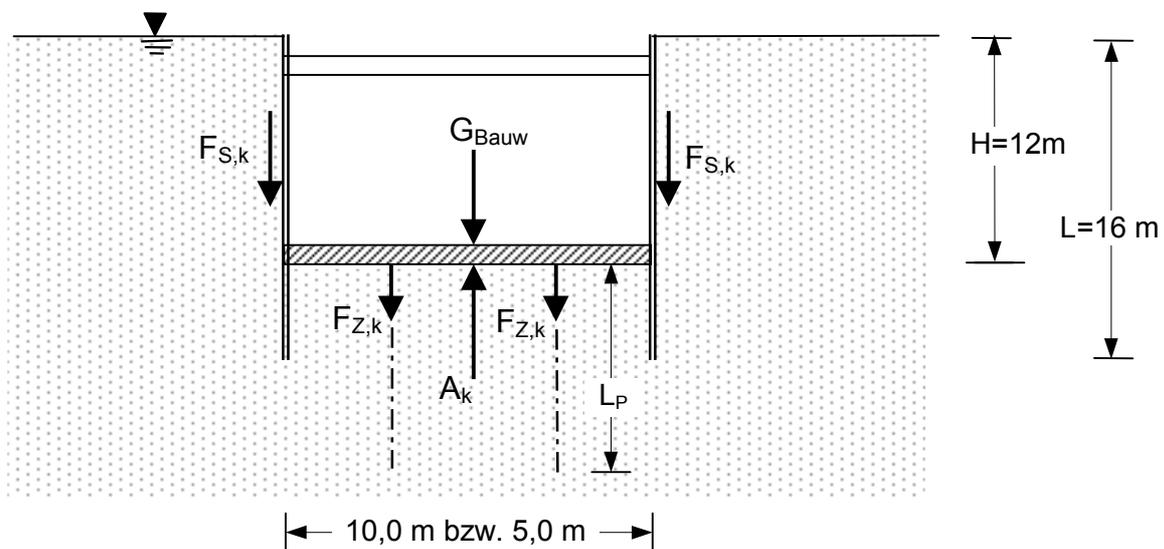


Bild 1: Baugrube mit Abmessungen und Einwirkungen

Zur Herstellung der Baugrube wird zunächst die Spundwand geschlagen, anschließend folgt der Aushub unter Wasser, parallel dazu der Einbau der Aussteifung. Dann werden ggf. die erforderlichen Pfähle geschlagen, die Bewehrung auch zur Herstellung eines Schubverbundes zwischen Spundwand und Betonsohle eingebaut und die Unterwasserbetonsohle geschüttet. Zum Schluss kann die Baugrube gelenzt werden. Der für die Bemessung maßgebende Lastfall ist die wasserfreie Baugrube. Er wird im Hinblick auf die geforderten Sicherheiten als Lastfall 1 eingestuft.

Für die nachfolgenden Nachweise werden folgende Größen benötigt:

Sohlplatte: Dicke $d = 1,0$ m, Wichte des Betons: $\gamma_{\text{Beton}} = 24,0$ kN/m³:

$$\text{Grundfläche } A = 10,0 \cdot 5,0 = 50,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Betoneigenlast: } G_{\text{Beton}} = 50 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 1200 \text{ kN.}$$

Spundwand: mittlere Dicke $d = 0,03$ m, Wichte $\gamma_{\text{Stahl}} = 78,0$ kN/m³,

$$\text{Flächenlast: } g = 78,0 \cdot 0,03 = 2,34 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Abwicklung: } U = 2 \cdot (a + b) = 2 \cdot (10 + 5) = 30,0 \text{ m}$$

$$\text{Eigenlast der Spundwand: } G_{\text{Spundwand}} = L \cdot U \cdot g = 16 \cdot 30 \cdot 2,34 = 1123 \text{ kN}$$

Gesamtlast des Bauwerks:

$$G_{\text{Bauw}} = G_{\text{Beton}} + G_{\text{Spundwand}} = 1200 + 1123 = 2323 \text{ kN}$$

2 Nachweis des unverankerten Bauwerkes gegen Aufschwimmen

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen gilt Grenzzustandsbedingung (55):

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (55)$$

Im Lastfall 2 ist nach Tabelle 2 der DIN 1054: $\gamma_{G,stb} = 0,90$ und $\gamma_{G,dst} = 1,00$. Der Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkung durch den Sohlwasserdruck ist:

$$A_d = A_k \cdot \gamma_{G,dst} = a \cdot b \cdot H \cdot \gamma_{\text{Wasser}} \cdot \gamma_{G,dst} = 5,0 \cdot 10,0 \cdot 12,0 \cdot 10,0 \cdot 1,00 = 6000 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der ständigen stabilisierenden Einwirkungen aus dem Bauwerksge-
wicht ist:

$$G_{d,stb} = G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} = G_{\text{Bauw,k}} \cdot \gamma_{G,stb} = 2323 \cdot 0,90 = 2091 \text{ kN}$$

Da $A_{d,dst} = 6000 \text{ kN} > G_{d,stb} = 2091 \text{ kN}$, kann die Bedingung (55) nicht erfüllt werden; das Eigengewicht des Bauwerks reicht nicht aus, um eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen zu gewährleisten.

Im nächsten Schritt wird untersucht, ob durch den zusätzlichen Ansatz der Reibungskräfte an den Spundwänden eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen erreicht werden kann.

3 Nachweis mit Scherkräften F_S an den Spundwänden

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen des Bauwerkes bei Mitwirkung von Scherkräften F_S gilt die Grenzzustandsgleichung (56) der Norm:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (56)$$

Der charakteristische Wert der vertikalen Reibungskräfte $F_{S,k}$ an den Spundwänden wird über den aktiven Erddruck ermittelt, wobei ein Wandreibungswinkel von $\delta_{a,k} = 2/3 \varphi'_k$ angesetzt wird. Abweichend vom Wortlaut der DIN 1054 wird bei der Ermittlung des Erddruckes nicht die Wichte des Bodens mit einem Anpassungsfaktor von $\eta = 0,80$ abgemindert, sondern die Scherkraft F_S .

- Erddruckbeiwert: $K_{ah} (\varphi'_k = 32,5^\circ, \alpha = \beta = 0, \delta_{a,k} = 2/3 \varphi'_k) = 0,251$
- Teilsicherheitsbeiwert für die stabilisierende Einwirkung der Wandreibung: $\gamma_{G,stb} = 0,90$
- $\tan \delta_{a,k} = 0,397$

Außenseite der Spundwand:

$$E_{ah,k} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot K_{ah,k} \cdot L^2 = 0,5 \cdot 10,0 \cdot 0,251 \cdot 16,0^2 = 321,3 \text{ kN/m}$$

An der Innenseite der Spundwand wird keine Scherkraft angesetzt, um eine Überlagerung mit der Wirkung von erforderlich werdenden Zugelementen auszuschließen:

Scherkraft:

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{aha,k} \cdot \tan \delta_{a,k} \cdot U = 0,80 \cdot 321,3 \cdot 0,397 \cdot 30,0 = 3061 \text{ kN}$$

$$F_{S,d} = F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 3061 \cdot 0,90 = 2755 \text{ kN}$$

Eingesetzt in (56) ergibt sich mit $Q_k = 0$:

$$A_d = 6000 > G_{d,stab} + F_{S,d} = 2091 + 2755 = 4846 \text{ kN}$$

Auch der zusätzliche Ansatz von Scherkräften reicht zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht aus.

4 Bemessung einer mit Zugpfählen verankerten Konstruktion

4.1 Nachweis gegen Aufschwimmen mit Zugpfählen

Zur Ermittlung der erforderlichen günstigen Einwirkung der Pfähle auf das Bauwerk dient die Grenzzustandsbedingung (57) der Norm. Für die folgende Berechnung wird sie erweitert durch die stabilisierende Beanspruchung $F_{S,k}$ der Wandreibung:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stab} + n \cdot F_{Z,k} \cdot \gamma_{G,stab}$$

Bei einer ungünstigen veränderlichen Einwirkung von $Q_k = 0$ ergibt sich die erforderliche günstige Einwirkung der Zugpfähle auf das Bauwerk zu:

$$n \cdot F_{Z,k} \geq A_k \cdot \gamma_{G,dst} / \gamma_{G,stab} - (G_{k,stab} + F_{S,k}) \quad (57a)$$

$$n \cdot F_{Z,k} \geq 6000 \cdot 1,00 / 0,90 - (2323 + 3061)$$

$$n \cdot F_{Z,k} \geq 6667 - 5384 = 1283 \text{ kN}$$

4.2 Nachweis der Tragfähigkeit der Zugpfähle gegen Herausziehen

Der charakteristische Wert der günstigen Einwirkung $n \cdot F_{Z,k}$ des Bauwerkes durch die Zugpfahlgründung ist natürlich gleich dem charakteristischen Wert E_k der Beanspruchung der Zugpfahlgründung durch das Bauwerk.

Bei Annahme

- eines charakteristischen Werts für die Pfahlmantelreibung von $q_{s,k} = 35 \text{ kN/m}^2$,
- einem Teilsicherheitsbeiwert für Zugpfähle im Lastfall 2 von $\gamma_P = 1,40$,
- einem Pfahldurchmesser $D = 0,50 \text{ m}$, d. h. einer Mantelfläche pro laufendem m von:
 $u = \pi \cdot D = 1,57 \text{ m}^2/\text{m}$ und
- einer Pfahllänge von $L_P = 8,0 \text{ m}$

ergibt sich der Bemessungswert des Herausziehwiderstandes eines Zugpfahls zu:

$$R_d = L_P \cdot q_{s,k} \cdot u / \gamma_P$$

Damit ergibt sich aus der Grenzzustandsbedingung (59):

$$n \cdot F_{Z,k} \cdot \gamma_G \leq n \cdot L_P \cdot q_{s,k} \cdot u / \gamma_Z$$

$$1283 \cdot 1,35 \leq n \cdot 8,0 \cdot 35 \cdot 1,57 / 1,40$$

$$n \geq 1283 \cdot 1,35 / (8,0 \cdot 35 \cdot 1,57 / 1,40)$$

$$n \geq 5,5$$

Gewählt werden $n = 6$ Pfähle. Ihre Anordnung ist im Bild 2 schematisch dargestellt.

4.3 Nachweis der Gruppenwirkung der Pfähle

Über die Grenzzustandsbedingung (58) wird die Gruppenwirkung nachgewiesen. Mit $Q_k = 0$ ergibt sich aus (58):

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} \leq (G_{Bauw,k} + F_{S,k} + G_{E,k}) \cdot \gamma_{G,stb} \quad (58a)$$

Der charakteristische Wert $G_{E,k}$ des Eigengewichtes des angehängten Bodens wird ermittelt nach Bild 2 und Gleichung (35) der Norm zu:

$$G_{E,k} = n \cdot \left\{ l_a \cdot l_b \left(L_P - 1/3 \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi' \right) \right\} \cdot \eta \cdot \gamma'$$

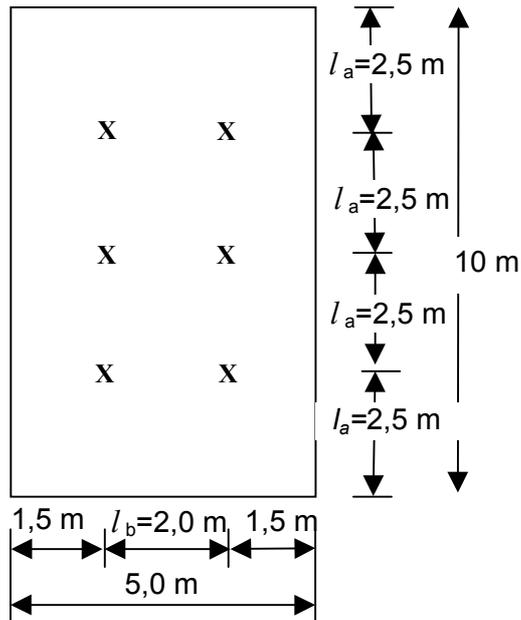


Bild 2: Anordnung der Pfähle

dabei ist neben den bereits definierten Größen

$l_a = 2,5$ m das größere Rastermaß der Pfähle,

$l_b = 2,0$ m das kleinere Rastermaß,

$\gamma' = 10,0$ kN/m³ die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

$\eta = 0,80$ der Anpassungsfaktor zur Abminderung der Wichte des Bodens.

Mit den oben angegebenen Größen ergibt sich:

$$G_{E,k} = 6 \cdot \left[2,5 \cdot 2,0 \cdot \left(8 - 1/3 \cdot \sqrt{2,5^2 + 2,0^2} \cdot \cot 32,5^\circ \right) \right] \cdot 0,8 \cdot 10 = 1519 \text{ kN}$$

Eingesetzt in die Grenzzustandsbedingung (58a) ergibt sich mit $\gamma_{G,dst} = 1,00$ und $\gamma_{G,stb} = 0,90$

$$6000 \cdot 1,0 \leq (2323 + 3061 + 1519) \cdot 0,90$$

$$6000 \leq 6903 \cdot 0,90 = 6213 \text{ kN}$$

Die Pfähle haben einen ausreichenden Abstand. Damit ist der Nachweis erbracht.

Beispiel: Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Die Baugrube für einen Flusspfeiler wird durch eine Spundwand gesichert (siehe Bild 1). Die Spundwand ist am Kopf gestützt, ihre Länge bzw. die Einbindetiefe hat sich aus einer vorausgehenden statischen Berechnung ergeben. Der Baugrund besteht aus mindestens miteldichtem Sand mit einem unteren charakteristischen Wert der Wichte unter Auftrieb von $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$ und man kann davon ausgehen, dass seine Durchlässigkeit hinreichend homogen und isotrop ist. Durch den hohen Wasserdruck außerhalb der Baugrube kommt es zu einer Umströmung der Wand mit einer in der Baugrube senkrecht nach oben gerichteten Strömung. Es ist nachzuweisen, dass die Strömungskraft in der Baugrubensohle keinen hydraulischen Grundbruch erzeugt.

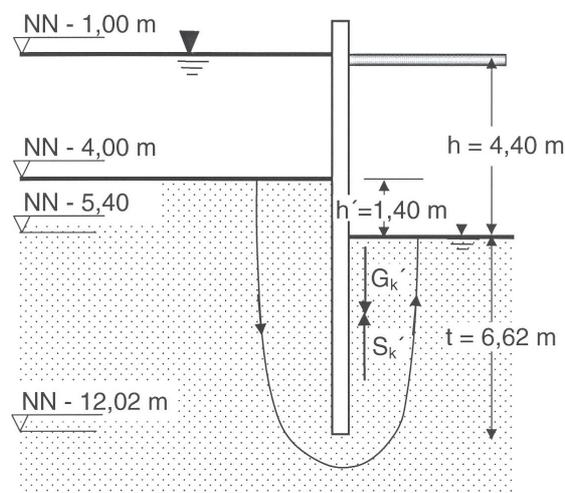


Bild 1: Berechnungsbeispiel einer umströmten Baugrubenspundwand

Bei der Verwendung der Grenzzustandsbedingung (61) wird gezeigt, dass der Bemessungswert der Strömungskraft S'_d im durchströmten Bodenkörper nicht größer wird als der Bemessungswert G'_d der Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers. Zum Nachweis empfiehlt die DIN 1054, vor der Wand ein Bodenprisma mit einer Breite zu Grunde zu legen, das der halben Einbindetiefe t der Stützwand entspricht. Im Folgenden wird auf der sicheren Seite liegend nach Davidenkoff [11.5] ein dünnes Bodenprisma an der Wand betrachtet, auf das der Wasserdruck unmittelbar am Fuß der Wand angesetzt wird. Man erspart sich damit die aufwendige Ermittlung der Verteilung des Druckpotentials an der Unterseite des Bodenprismas.

Der Abbau des Druckpotentials entlang der Spundwand ist nicht linear, sondern konzentriert sich am Fuß der Spundwand. Zur Ermittlung des Potentials h_r am Spundwandfuß gibt die EAU [11.4] in der Empfehlung E 115 folgende Formel an:

$$h_r = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{\frac{h'}{t} + 1}}$$

Mit $h = 4,40 \text{ m}$, $h' = 1,4 \text{ m}$ und $t = 6,62 \text{ m}$ ergibt sich:

$$h_r = \frac{4,4}{1 + \sqrt[3]{\frac{1,4}{6,62} + 1}} = 2,13 \text{ m}$$

Das bedeutet, dass in einem an den Spundwandfuß reichenden Standrohr der Wasserstand bis $h_r = 2,13$ m über der Baugrubensohle ansteigen wird. Dies Potential wird auf einer Höhe von $t = 6,62$ m abgebaut, so dass sich vor der Spundwand ein hydraulisches Gefälle von:

$$i = h_r / t = 2,13 / 6,62 = 0,32$$

ergibt. Die in dem „Bodenprisma“ mit dem Volumen V wirkende charakteristische Strömungskraft S'_k ergibt sich zu:

$$S'_k = i \cdot \gamma_w \cdot V = 0,32 \cdot 10,0 \cdot V = 3,20 \cdot V$$

Der charakteristische Wert G'_k der Eigenlast des Bodenprismas ist:

$$G'_k = \gamma' \cdot V = 10,0 \cdot V$$

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall 2 (Tabelle 2 der DIN 1054) $\gamma_H = 1,30$ für die Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,90$ für die Eigenlast des Bodenprismas ergibt sich die Grenzzustandsbedingung (61) zu:

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$$

$$3,20 \cdot V \cdot 1,30 \leq 10 \cdot V \cdot 0,90$$

$$4,16 \leq 9,0$$

Die Zahlenrechnung zeigt also, dass die geforderte Sicherheit eingehalten ist. Der Quotient der Bemessungswerte der ungünstigen zu den günstigen Einwirkungen wird als Ausnutzungsgrad $1/f$ bezeichnet. Er beschreibt, wie weit die erforderlichen Sicherheiten in Anspruch genommen werden. Es ergibt sich hier ein Ausnutzungsgrad von:

$$1/f = 4,16 / 9,0 = 0,46.$$

Beim Nachweis des hydraulischen Grundbruchs nach Gleichung (62) wird die der Auftriebskraft A_k mit der Eigenlast des wassergesättigten „Bodenprismas“ G_k verglichen. Die Auftriebskraft A_k ergibt sich als Summe des hydrostatischen Wasserdrucks $\gamma_w \cdot t$ und des Potentials $h_r \cdot \gamma_w$ am Spundwandfuß (siehe Bild 1) und der Querschnittsfläche A_P des Bodenprismas zu:

$$A_k = (t \cdot \gamma_w + h_r \cdot \gamma_w) \cdot A_P$$

Die Eigenlast des wassergesättigten Bodenprismas ist:

$$G_k = (\gamma' + \gamma_w) \cdot t \cdot A_P$$

Setzt man diese Größen in die Grenzzustandsgleichung (62) ein und multipliziert sie mit den Teilsicherheitsbeiwerten, dann ergibt sich:

$$A_d = A_k \cdot \gamma_H = (t \cdot \gamma_w + h_r \cdot \gamma_w) \cdot A_P \cdot \gamma_H \leq G_d = G_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} = (\gamma' + \gamma_w) \cdot t \cdot A_P \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$$

$$(t + h_r) \cdot \gamma_w \cdot \gamma_H \leq (\gamma' + \gamma_w) \cdot t \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$$

$$8,77 \cdot 10 \cdot 1,30 \leq 20 \cdot 6,62 \cdot 0,90$$

$$114 \leq 119$$

Für diesen Nachweis in „totalen“ Kräften ist der Bemessungswert A_d der ungünstig wirkenden Auftriebskraft nur unwesentlich kleiner als der Bemessungswert G_d der günstigen Kraft aus dem Eigengewicht, so dass der Ausnutzungsgrad $1/f$ fast 1 ist. Es ergibt sich eine gerade ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Der Nachweis in „totalen“ Kräften ist daher deutlich strenger als der Nachweis in „wirksamen“ Kräften und führt, wenn der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch maßgebend wird, zu einer unwirtschaftlichen Bemessung.

Entwicklung und Stand der Europäischen Grundbaunormen

Dr. Manfred Stocker

Zusammenfassung

Vor mehr als 20 Jahren begannen Experten, ein gemeinsames europäisches Normenwerk für das Bauwesen zu erstellen. Für den Spezialtiefbau sind inzwischen sieben Ausführungsnormen erarbeitet und veröffentlicht worden. Fünf weitere Ausführungsnormen werden innerhalb der nächsten zwei bis drei Jahre folgen. Im folgenden Vortrag sollen Inhalt und Zustandekommen dieser Normen näher erläutert werden.

Einführung

Würde es möglich sein, ein gemeinsames und einheitliches Normensystem für Westeuropa aufzustellen?

Würde es möglich sein, neunzehn verschiedene Nationen mit unterschiedlichen Techniken, Methoden, klimatischen und geologischen Verhältnissen, Erfahrungen mit Normen und Normsystemen, gesetzlichen Regelungen, Sicherheits- und Umweltvorschriften und nicht zuletzt neunzehn unterschiedlichen Nationalgefühlen und Vorbehalten unter einen Hut zu bringen?

Als in den siebziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts die westeuropäischen Nationen sich entschieden, Europa nicht nur politisch, sondern auch wirtschaftlich zu vereinen, wurde es offensichtlich und notwendig, über einheitliche technische Normen nachzudenken, um einen gemeinsamen Markt und Wettbewerb zu ermöglichen und zu garantieren. Dies bedeutete: gemeinsame und einheitliche Bemessungsregeln, gemeinsame Ausführungs-, Sicherheits-, Qualitäts- und Umweltnormen.

Heute arbeiten zahlreiche technische Komitees an der Erstellung von europäischen Normen.

In meinem Vortrag werde ich nur auf die **Ausführungsnormen für den Spezialtiefbau** eingehen.

Das technische und zeitliche Arbeitsprogramm für die verschiedenen Ausführungsnormen sind in Tabelle 2 dargestellt. Die Arbeit begann 1992 mit drei Normenprojekten. Bis heute sind zwölf verschiedene Normenprojekte in Arbeit. Es ist derzeit nicht geplant, weitere Techniken in das Programm aufzunehmen.

Tabelle 2: Europäische Ausführungsnormen für den Spezialtiefbau

Nr.		Beginn	Entwurfs-Phase	Ein-spruchs-Phase	Formelle Abstimmung	Internat. Einführung	Nationale Einführung
EN 1536	Bohrpfähle	01/1992	√	√	16.03.1997	02/1999	06/1999
EN 1538	Schlitzwände	04/1992	√	√	16.03.1997	01/2000	07/2000
EN 1537	Anker	04/1992	√	√	02.12.1997	12/1999	12/2000
EN 12063	Spundwände	04/1993	√	√	06.10.1998	02/1999	05/1999
EN 12699	Verdrängungspfähle	03/1994	√	√	03.10.2000	12/2000	02/2001
EN 12715	Injektion	03/1994	√	√	17.04.2000	07/2000	10/2000
prEN 12716	Hochdruck-Injektion	03/1994	√	√	09.01.2001	05/2001	12/2001
prEN 14199	Mikropfähle	07/1996	√	01/2002	2004	2004	2004
prEN 14475 14490	Bewehrter Boden Bodenvernagelung	09/1997	√	12/2002	02/2004	2004	2004
prEN	Tiefreichende Bodenstabilisierung	02/2000	02/2002	10/2003		2005	2005
prEN	Vertikale Dräns	05/2002	05/2004			2007	2007
prEN	Tiefenverdichtung	04/2000	04/2002			2006	2006

Jedes einzelne Projekt wurde durch eine Arbeitsgruppe bearbeitet. Finanziell wurden diese Arbeiten von „Europa“ nicht unterstützt. Deshalb bezahlte die Vereinigung der Europäischen Grundbauunternehmer (EFFC) einen Sekretär für jede Arbeitsgruppe, die aus einem Obmann und je einem oder zwei Spezialisten aus jedem „europäischen“ Land bestand. Die Erfahrung hat gezeigt, dass im Durchschnitt zwölf bis vierzehn Experten zu jedem Treffen der Arbeitsgruppen kamen. Die Experten waren Vertreter von Universitäten, Ingenieurbüros oder ausführenden Firmen.

Der Fortschritt der Arbeiten musste jährlich besonders delegierten Experten der verschiedenen Nationen vorgestellt werden.

Bis heute sind sieben europäische Ausführungsnormen fertiggestellt und sollten theoretisch von allen neunzehn europäischen Mitgliedsnationen benützt werden. Die nationalen Normen müssen entsprechend den europäischen Regeln zurückgezogen werden.

Zu Beginn der Einführung der europäischen Normen wird es sicherlich im Vergleich zu den bisherigen nationalen Normen Unterschiede im Hinblick auf die Tiefe der Normung geben. Dies rührt daher, dass für einige Techniken bereits mehrere und ausgefeilte nationale Normen bestanden und dazu auch eine große technische Erfahrung vorlag, wie z. B. für Bohrpfähle und Anker. Für andere Techniken, wie z. B. Hochdruckinjektion, waren kaum nationale Normen vorhanden.

Entsprechend der CEN-Regelung müssen alle europäischen Normen nach fünf Jahren überarbeitet werden, falls die Experten eine Notwendigkeit hierzu sehen. Aus diesem Grund dürfte es kein Problem darstellen, die Normen kontinuierlich mit zunehmender Erfahrung zu verbessern.

Die durchschnittliche Bearbeitungszeit bis zur Fertigstellung einer Norm lag bei den ersten Normen zwischen sechs und acht Jahren. Zweieinhalb Jahre wurden benötigt, um den Normentext zu erarbeiten. Die restliche Zeit wurde benötigt für nationale Einspruchsverfahren, Einarbeitung der Verbesserungsvorschläge, Übersetzungen in die

drei europäischen Sprachen Englisch, Französisch und Deutsch sowie für Verwaltungsarbeiten.

Information über einige CEN-Regeln

CEN hat einige sehr nützliche Werkzeuge und Regeln erstellt, wie gemeinsame europäische Normen erstellt und eingeführt werden können. Einige dieser Regeln sollten hier kurz vorgestellt werden.

(a) Die europäischen Normen müssen offiziell in die drei Sprachen Englisch, Französisch und Deutsch übersetzt werden. Alle drei Texte müssen unbedingt identisch sein. Dies muss von einer eigenen Redaktionsgruppe geprüft werden. Nichtsdestoweniger müssen die Normentexte in elf weitere Sprachen übersetzt werden. Erfahrungsgemäß führen diese Übersetzungen meist zu mehreren kleinen oder größeren Fehlern, besonders im Hinblick auf den Verpflichtungsgrad der Normenregelung. Deshalb verlangen die CEN-Vorschriften, den Verpflichtungsgrad durch bestimmte Hilfsverben in jeder Sprache genau festzulegen, z. B.

- Forderung: muss shall
- Empfehlung: sollte should
- Erlaubnis: darf may
- Möglichkeit: kann can

Da diese Definitionen für gemeinsame Normen sehr wichtig sind, wurden trotz der definierten Hilfsverben die Verpflichtungsgrade in einem Anhang tabellarisch aufgelistet. Diese Vorkehrung wird für die späteren Überarbeiter der Norm, aber auch für gerichtliche Auseinandersetzungen im Einzelfall sehr wichtig sein.

(b) Die nationale Abstimmung über Annahme oder Zurückweisung einer europäischen Norm wird auf der Basis eines demokratischen und gewichteten Abstimmungsverfahrens ausgeführt (z. B. Großbritannien hat zehn Stimmen, Griechenland fünf Stimmen und Island eine Stimme). Es werden einundsiebzig Prozent positiver Stimmen benötigt, um eine Norm in Europa einzuführen.

(c) Die nationale Einführung der europäischen Normung hat offiziell innerhalb von sechs Monaten nach Veröffentlichung entsprechend der CEN-Regelung zu erfolgen. Dies wird sicherlich nicht immer möglich sein, da ja viele Nationen den Normtext erst in ihre nationale Sprache übersetzen müssen. Erfahrungsgemäß reicht hierfür eine Zeit von sechs Monaten nicht aus. Zusätzlich müssen ja die einzelnen europäischen Nationen noch einige Anpassungen an ihr bisheriges System treffen.

Die offizielle Einführung der ersten deutschen Ausführungsnorm im Spezialtiefbau, die EN 1536 „Bohrpfähle“, wird im Frühjahr 2004 erfolgen, also vier Jahre nach Veröffentlichung der europäischen Norm. Die Schwierigkeit bestand darin, dass die Bestimmungen der europäischen Norm nicht 100 %-ig den deutschen Regelungen entsprechen und damit für den Benutzer klargelegt werden muss, welche zusätzlichen Bestimmungen in Deutschland berücksichtigt werden müssen. Erschwerend kam hinzu, dass die EN 1536 nur die Ausführung der Pfahlarbeiten beschreibt, die bestehende DIN 4014 jedoch die Ausführung und Bemessung enthält. Diese Punkte werden in Deutschland mit einem sogenannten DIN-Fachbericht, der zusammen mit der EN 1536 veröffentlicht wird, bekannt gegeben.

Ein weiterer Zeitfaktor war, dass in Deutschland sehr viele Institutionen bei der Einführung neuer, vor allem europäischer Normen beteiligt sind, wie z. B. das DIN-Institut, das Institut für Bautechnik, die Ministerien der Länder, der Bauindustrieverband sowie die Fachkommission Bau und viele mehr.

Nach Einführung der ersten Ausführungsnorm, der EN 1536, wird die Einführung der weiteren Ausführungsnormen wesentlich schneller vonstatten gehen.

Schlussbemerkungen

Ein gemeinsamer europäischer Markt erfordert gemeinsame europäische Regeln und Richtlinien, auch im Bauwesen. Sie sind unbedingt nötig für eine festgelegte Sicherheit unserer Baukonstruktionen, für eine Mindestqualität, die vom Bauherrn erwartet werden darf, für einen fairen Wettbewerb unter den ausführenden Firmen und für die Möglichkeit der Bauüberwachung.

Untersuchungen, die in Deutschland durch das Fraunhofer Institut gemeinsam mit der Universität Dresden durchgeführt wurden, zeigten eindeutig, dass gute Normen sowohl die Qualität als auch die Verbreitung von Produkten fördern. Ein sehr großer Vorteil liegt vor allem im Bereich des Exportgeschäftes. Wir haben heute in Westeuropa neunzehn Länder, die die gemeinsamen europäischen Normen zumindest theoretisch benutzen können. In nicht allzu ferner Zukunft werden es bereits zehn Länder mehr sein.

Dr. Manfred Stocker
Geschäftsleitung Technik
BAUER Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacherstraße 5
86529 Schrobenhausen