

DIN 1054

DIN

ICS 93.020

Ersatzvermerk
siehe unten[Siehe Änderung 1, 2](#)**Baugrund –
Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau –
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1**

Subsoil –
Verification of the safety of earthworks and foundations –
Supplementary rules to DIN EN 1997-1

Sol –
Vérification de la sécurité des travaux de terrassement et des fondations –
Règles supplémentaires à DIN EN 1997-1

Ersatzvermerk

Mit DIN EN 1997-1:2009-09 und DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Ersatz für DIN 1054:2005-01,
DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01,
DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07

Gesamtumfang 105 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Inhalt

	Seite
Vorwort	6
1 Anwendungsbereich	8
A 1.1.4 Anwendungsbereich DIN 1054	8
2 Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09.....	8
Zu „1.2 Normative Verweisungen“	8
Zu „1.3 Voraussetzungen“	10
Zu „1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln“	11
Zu „1.5 Begriffe“	11
A 1.5.3 Weitere Begriffe	11
Zu „1.6 Symbole“	11
A 1.6 Ergänzende Symbole	11
Zu „2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung“	16
Zu „2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung“	16
A 2.1.1 Vorgaben zu Bemessungssituationen und Grenzzuständen.....	16
A 2.1.2 Geotechnische Kategorien	16
Zu „2.2 Bemessungssituationen“	19
Zu „2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen“	20
Zu „2.4.1 Allgemeines“	20
Zu „2.4.2 Einwirkungen“	20
Zu „2.4.5 Charakteristische Werte“	23
Zu „2.4.6 Bemessungswerte“	23
Zu „2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit“	24
Zu „2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit“	33
Zu „2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen“	34
Zu „2.5 Entwurf und Bemessung aufgrund von anerkannten Tabellenwerten“	34
Zu „2.7 Beobachtungsmethode“	34
Zu „2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht“	35
Zu „3 Geotechnische Unterlagen“	36
Zu „3.1 Allgemeines“	36
A 3.1.2 Nichtbindige Böden	36
A 3.1.3 Bindige Böden	36
A 3.1.4 Organische und organogene Böden	36
Zu „3.2 Geotechnische Untersuchungen“	36
Zu „3.2.1 Allgemeines“	36
Zu „3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen“	37
Zu „3.3.1 Allgemeines“	37
Zu „3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart“	37
Zu „3.3.3 Wichte“	37
Zu „3.3.6 Scherfestigkeit“	37
Zu „3.3.7 Boden-Steifigkeit“	38
Zu „3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels“	38
Zu „3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht“	38
Zu „3.4.1 Anforderungen“	38
Zu „3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde“	39
Zu „3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde“	39
Zu „4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung“	39
Zu „4.1 Allgemeines“	39
Zu „4.2 Bauüberwachung“	39
Zu „4.5 Kontrollmessungen“	39
Zu „6 Flächengründungen“	39
Zu „6.1 Allgemeines“	39

A 6.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	39
A 6.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	39
Zu „6.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	40
Zu „6.5	Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“	40
Zu „6.5.1	Gesamtstandsicherheit“	40
Zu „6.5.3	Gleitwiderstand“	42
Zu „6.5.4	Stark exzentrische Belastung“	42
Zu „6.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	44
Zu „6.6.1	Allgemeines“	44
Zu „6.6.2	Setzung“	44
A 6.6.5	Fundamentverdrehung und Begrenzung einer klaffenden Fuge	44
A 6.6.6	Verschiebungen in der Sohlfäche	46
Zu „6.7	Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“	46
Zu „6.8	Bemessung der Bauteile von Flächengründungen“	46
A 6.10	Vereinfachter Nachweis in Regelfällen	47
A 6.10.1	Allgemeines	47
A 6.10.2	Nichtbindiger Boden	48
A 6.10.3	Bindiger Boden	52
A 6.10.5	Künstlich hergestellter Baugrund	56
Zu „7	Pfahlgründungen“	56
Zu „7.1	Allgemeines“	56
A 7.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	56
A 7.1.2	Einstufung in die geotechnischen Kategorien	56
Zu „7.2	Grenzzustände“	57
Zu „7.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen“	57
Zu „7.3.1	Allgemeines“	57
Zu „7.4	Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“	58
Zu „7.4.1	Entwurfs- und Bemessungsverfahren“	58
Zu „7.4.2	Gesichtspunkte bei der Bemessung“	58
Zu „7.5	Pfahlprobelastungen“	58
Zu „7.5.1	Allgemeines“	58
Zu „7.5.3	Dynamische Pfahlprobelastungen“	59
Zu „7.6	Axial beanspruchte Pfähle“	59
Zu „7.6.3	Widerstand bei Zug“	65
Zu „7.6.4	Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)“	69
Zu „7.7	Quer beanspruchte Pfähle“	69
Zu „7.7.1	Allgemeines“	69
Zu „7.7.2	Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Pfahlprobelastungen“	71
Zu „7.7.3	Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit“	71
Zu „7.8	Innere Bemessung des Pfahls“	71
Zu „7.9	Bauüberwachung“	71
Zu „8	Verankerungen“	72
Zu „8.1	Allgemeines“	72
Zu „8.1.1	Anwendungsbereich“	72
Zu „8.1.2	Definitionen“	72
A 8.1.3	Allgemeine Anforderungen	72
A 8.1.4	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	73
Zu „8.2	Grenzzustände“	73
Zu „8.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	73
Zu „8.5	Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“	74
Zu „8.5.1	Bemessung der Anker“	74
Zu „8.5.3	Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen“	75
Zu „8.5.4	Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker“	75
Zu „8.5.5	Bemessungswert der Ankerbeanspruchung“	76

DIN 1054:2010-12

Seite

A 8.5.6	Nachweise bei Ankergruppen	76
Zu „8.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	76
Zu „8.7	Eignungsprüfungen“	76
Zu „8.8	Abnahmeprüfungen“	77
Zu „9	Stützbauwerke“	78
Zu „9.1	Allgemeines“	78
Zu „9.1.1	Geltungsbereich“	78
A 9.1.3	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	78
A 9.1.4	Allgemeine Anforderungen	78
Zu „9.2	Grenzzustände“	79
Zu „9.3	Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen“	79
Zu „9.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	80
Zu „9.4.1	Allgemeines“	80
Zu „9.4.2	Dränsysteme“	80
Zu „9.5	Erddruckermittlung“	80
Zu „9.5.1	Allgemeines“	80
Zu „9.5.5	Verdichtungswirkung“	81
A 9.5.6	Erdwiderstand (passiver Erddruck)	81
Zu „9.6	Wasserdrücke“	82
Zu „9.7	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“	82
Zu „9.7.1	Allgemeines“	82
Zu „9.7.2	Gesamtstandsicherheit“	85
Zu „9.7.3	Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden“	85
Zu „9.7.4	Versagen bodengestützter Wände durch Drehung“	85
Zu „9.7.5	Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung“	86
Zu „9.7.6	Innere Bemessung von Stützbauwerken“	87
Zu „9.7.7	Versagen von Verankerungen“	87
A 9.7.8	Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstands	88
A 9.7.9	Versagen in der tiefen Gleitfuge	88
A 9.7.10	Versagen von flüssigkeitsgestützten Schlitzten	88
Zu „9.8	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	88
Zu „9.8.1	Allgemeines“	88
Zu „9.8.2	Verschiebungen“	89
Zu „10	Hydraulisch verursachtes Versagen“	90
Zu „10.1	Allgemeines“	90
A 10.1.1	Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen	90
A 10.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	90
Zu „10.2	Versagen durch Aufschwimmen“	91
A 10.2.1	Allgemeines	91
A 10.2.2	Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften	91
A 10.2.3	Nachweis von verankerten Konstruktionen	92
A 10.2.4	Bemessung der Sohle	92
Zu „10.3	Hydraulischer Grundbruch“	92
Zu „10.4	Innere Erosion“	92
Zu „10.5	Versagen durch Piping“	92
Zu „11	Gesamtstandsicherheit“	93
Zu „11.1	Allgemeines“	93
A 11.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	93
A 11.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	93
Zu „11.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen“	94
Zu „11.4	Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung“	94
Zu „11.5	Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“	94
Zu „11.5.1	Nachweis der Gesamtstandsicherheit“	94
Zu „11.5.2	Felsböschungen und Einschnitte“	94
Zu „11.5.3	Standicherheit von Baugruben“	94

	Seite
A 11.5.4 Konstruktive Böschungssicherungen	95
Zu „11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	96
Zu „12 Erddämme“	97
Zu „12.1 Allgemeines“	97
A 12.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen.....	97
A 12.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	97
Zu „12.2 Grenzzustände“	98
Zu „12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“	98
A Anhang AA (informativ) Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien.....	99

DIN 1054:2010-12**Vorwort**

Dieses Dokument wurde im Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. vom Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ als Ergänzung zu DIN EN 1997-1:2009-09, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln* erstellt. Die europäischen Normungsinstitute haben vereinbart, dass nationale Normen zurückzuziehen sind, deren normative Inhalte in den Eurocodes enthalten sind. Um Doppelregelungen in DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu vermeiden, wurde daher eine Überarbeitung der DIN 1054:2005-01, *Baugrund — Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau* erforderlich. Dieses Dokument enthält die Festlegungen, die zusätzlich zu DIN EN 1997-1:2009-09 und DIN EN 1997-1/NA:2010-12 gelten.

Diesem Dokument wurde die Gliederung der DIN EN 1997-1:2009-09 zugrunde gelegt und ergänzende Überschriften und ergänzende Regelungen der DIN 1054 zu DIN EN 1997-1:2009-09 durch ein vorgesetztes „A“ gekennzeichnet. Bei mehr als einer ergänzenden Regelung zu einem Absatz werden nach der Nummer des Absatzes noch Buchstaben (fortlaufend) hinzugefügt, z. B. A (2b).

Dieses Dokument enthält nur ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09 und ist daher nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN EN 1997-1/NA anwendbar.

DIN EN 1997-1:2009-09, DIN EN 1997-1/NA sowie die vorliegende Norm ersetzen die bisherige DIN 1054:2005-01 einschließlich der zugehörigen Änderung und der Berichtigungen.

Es ist vorgesehen, in einem Normenhandbuch die Normen DIN EN 1997-1, DIN EN 1997-1/NA:2010-12 und DIN 1054 für den Nutzer in einer anwenderfreundlichen Form zusammenzuführen.

Soweit in dieser Norm die Europäische Norm DIN EN 1990 zitiert wird, ist DIN EN 1990 in Verbindung mit DIN EN 1990/NA 1 gemeint.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können, ohne dass diese vorstehend identifiziert wurden. Das DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Änderungen

Gegenüber DIN 1054:2005-01, DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01, DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme der Gliederung der DIN EN 1997-1;
- b) Abstimmung der Geotechnischen Kategorien mit DIN 4020;
- c) Ersatz der Lastfälle durch Bemessungssituationen in Anpassung an DIN EN 1990;
- d) überarbeitete Angaben zu den Gründungslasten bei Bauwerken mit nichtlinearem Tragverhalten;
- e) Einführung von Kombinationsbeiwerten für geotechnische Nachweise;
- f) Einführung neuer Definitionen der Grenzzustände der Tragfähigkeit;
- g) Ergänzung der Teilsicherheitsbeiwerte;
- h) Ersatz der zulässigen Bodenpressungen durch Bemessungswerte des Sohlwiderstandes;
- i) Streichung der Anhänge B bis D zur Bemessung von Pfählen, die in die EA-Pfähle aufgenommen wurden;
- j) redaktionelle Überarbeitung.

Frühere Ausgaben

DIN 1054: 1934, 1940-08, 1953x-10, 1969-11, 2003-01, 2005-01
DIN 1054 Berichtigung 1: 2003-10, 2005-04
DIN 1054 Berichtigung 2: 2007-04
DIN 1054 Berichtigung 3: 2008-01
DIN 1054 Berichtigung 4: 2008-10
DIN 1054 Beiblatt: 1976-11
DIN 1054/A1: 2009-07
DIN V 1054-100: 1996-04
DIN 4014: 1960, 1969-11
DIN 4014-1: 1975-08
DIN 4014-2: 1977-09
DIN 4026: 1968-07, 1975-08
DIN 4125: 1990-11
DIN 4125-1: 1972-06, 1988-03
DIN 4125-2: 1976-02
DIN 4128: 1983-04

DIN 1054:2010-12

1 Anwendungsbereich

A 1.1.4 Anwendungsbereich DIN 1054

Diese Norm hat den gleichen Anwendungsbereich wie in DIN EN 1997-1 angegeben.

Diese Norm gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN EN 1997-1/NA.

Die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit durch Qualitätssicherung, z. B. der Nachweis der Einhaltung ausreichender Dichtigkeit von Trogbauwerken, Verbaukonstruktionen oder Baugrubensohlen, ist nicht Gegenstand dieser Norm.

Braunkohlentagebaue gehören nicht zum Anwendungsbereich dieser Norm, da hier durch andere geologische und geotechnische Erkundungen, Voruntersuchungen und Überwachungen andere Sicherheitsbedingungen vorliegen.

2 Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09

Zu „1.2 Normative Verweisungen“

A (2) Als Ergänzung zu den Europäischen Normen wird auf die nachstehenden deutschen normativen Regelungen verwiesen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

DIN 1055-2, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 2: Bodenkenngößen*

DIN 4017:2006-03, *Baugrund — Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen*

DIN 4019 (alle Teile), *Baugrund — Setzungsberechnungen*

DIN 4020, *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke — Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2*

DIN 4023, *Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen Aufschlüssen*

DIN 4084, *Baugrund — Geländebruchberechnungen*

DIN 4085, *Baugrund — Berechnung des Erddrucks*

DIN 4123:2000-09, *Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude*

DIN 4124:2002-10, *Baugruben und Gräben, Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten*

DIN 4126, *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*

DIN 4150-1, *Erschütterungen im Bauwesen — Vorermittlung von Schwingungsgrößen*

DIN 4150-2, *Erschütterungen im Bauwesen — Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden*

DIN 4150-3, *Erschütterungen im Bauwesen — Einwirkungen auf bauliche Anlagen*

DIN 18126, *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben — Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*

DIN 18127, *Baugrund — Untersuchung von Bodenproben — Proctorversuch*

DIN 18196:2006-06, *Erd- und Grundbau — Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*

E DIN 18537, *Anwendungsdokument zu DIN EN 1537:2001-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpressanker*

E DIN 18538:2010-09, *Anwendungsdokument zu DIN EN 12699:2001-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

E DIN 18539^{*)}, *Anwendungsdokument zu DIN EN 14199:2005-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

DIN 21521-2, *Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau; Allgemeine Anforderungen für Gebirgsanker aus Stahl; Prüfungen, Prüfverfahren*

DIN Fachbericht 129, *Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

DIN EN 1536, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

DIN EN 1537:2001-01, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpreßanker; Deutsche Fassung EN 1537:1999 + AC:2000*

DIN EN 1990-1:2010-12, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002, Berichtigung zu DIN EN 1990:2002*

DIN EN 1990/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

DIN EN 1991-1-1, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*

DIN EN 1991-1-7, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen — Außergewöhnliche Einwirkungen*

DIN EN 1993-5, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 5: Pfähle und Spundwände*

DIN EN 1997-1:2009-09, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009*

DIN EN 1997-1/NA:2010-12, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*

DIN EN 1997-2:2010-10, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010*

DIN EN 1998-5/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*

DIN EN 12699, *Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

DIN EN 12794, *Betonfertigteile — Gründungspfähle*

^{*)} Wird veröffentlicht.

DIN 1054:2010-12

DIN EN 14199, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

DIN EN ISO 14688-1:2003-01, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden — Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002*

DIN EN ISO 14688-2:2004-11, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden — Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2004); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2004*

DIN EN ISO 14689-1:2004-04, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels — Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsche Fassung EN ISO 14689-1:2003*

DIN EN ISO 22477-1, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen — Teil 1: Pfahlprobelastungen durch statische axiale Belastungen*

A (3) Auf folgende weitere Regelwerke wird hingewiesen:

- [1] EAB *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 4.Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2006), Nachdruck 2007.
- [2] EAU 2004 *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen“*, herausgegeben von der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 10.Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2005)
- [3] EBGEO *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn (2010)
- [4] EVB *Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Ernst & Sohn (1993)
- [5] ZTV-ING Teil 5-2: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten — Teil 5 „Tunnelbau“ — Abschnitt 2 „Offene Bauweise“*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Stand: 12/07, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann
- [6] EA-Pfähle *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn (2007)
- [7] KPP *Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), enthalten in *Kombinierte Pfahl- Plattengründungen*, herausgegeben von J. Hanisch, R. Katzenbach, G. König, Ernst & Sohn (2002)
- [8] *Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens „Bewehrte Erde“*, Bundesministerium für Verkehr (BMV ARS 4/85), Abteilung Straßenbau
- [9] Merkblatt *Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)*, (2005)
- [10] DIN-Fachbericht 130, *Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen (2003)*

Zu „1.3 Voraussetzungen“

A ANMERKUNG zu (3) Wenn der Planverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderlich Sachkunde und Erfahrung hat, sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Planverfasser verantwortlich. Dem Fachplaner der Geotechnik entspricht der Sachverständige für Geotechnik nach DIN 4020.

Zu „1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln“

A (5) Die ergänzenden Regelungen dieser Norm sind Anwendungsregeln, die den Anforderungen von 1.4 (5) entsprechen. Hierzu gehört beispielsweise die Einteilung der Bemessungssituationen.

Zu „1.5 Begriffe“

A 1.5.3 Weitere Begriffe

A 1.5.3.1 Geotechnische Kategorie (GK)

Gruppe, in die bautechnische Maßnahmen und Verfahren nach dem Schwierigkeitsgrad des Bauwerks, der Baugrundverhältnisse sowie der zwischen ihnen und der Umgebung bestehenden Wechselwirkungen eingestuft werden.

A 1.5.3.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)

geotechnische Verbundkonstruktion mit gemeinsamer Tragwirkung von Fundamentplatten und Pfählen bei der Übertragung von Bauwerkslasten in den Baugrund

Zu „1.6 Symbole“

A ANMERKUNG zu (1) γ_M gilt auch allgemein für Materialeigenschaften.

A ANMERKUNG zu (2) In nationalen Normen werden für Spannungen, Druck, Festigkeit und Steifigkeit die Einheiten kN/m^2 und MN/m^2 benutzt.

A 1.6 Ergänzende Symbole

A ANMERKUNG zu A 1.6 Weitere Formelzeichen sind in 2.4.7.3.2 und 2.4.7.3.4.3 erklärt.

Lateinische Buchstaben

A_d	Bemessungswert einer außerordentlichen Einwirkung
A_{Ed}	Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben nach DIN EN 1990:2010-12, Tabelle A 1.3
A_t	Querschnittsfläche eines Ankerzuggliedes (siehe DIN EN 1537)
a_s	Seitenlänge eines quadratischen Pfahles
$B_{h,d}$	Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft einer Stützwand im Boden
$B_{h,k}$	Horizontalkomponente der resultierenden charakteristischen Auflagerkraft einer Stützwand im Boden
B_k	charakteristischer Wert der seitlichen Bodenreaktion an einem Fundament
$B_{v,k}$	Vertikalkomponente von B_k
b_B	kürzere Fundamentbreite
b_L	längere Fundamentbreite
b_B'	reduzierte Fundamentbreite b_B

DIN 1054:2010-12

b_L'	reduzierte Fundamentbreite b_L
D	Lagerungsdichte
D_s	Pfahlschaftdurchmesser
D_b	Pfahlfußdurchmesser
D_{Pr}	Verdichtungsgrad
$E_{G,k}$	charakteristischer Wert der Beanspruchung aus ständigen Einwirkungen
$E_{Q,k}$	charakteristischer Wert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{Q,rep}$	repräsentativer Wert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{G,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung aus ständigen Einwirkungen
$E_{Q,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{ah,k}$	Horizontalkomponente der charakteristischen aktiven Erddruckkraft $E_{a,k}$
$E_{av,k}$	Vertikalkomponente der charakteristischen aktiven Erddruckkraft $E_{a,k}$
E_k	charakteristischer Wert einer Beanspruchung
$E_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstands
$E_{ph,d}$	Horizontalkomponente von $E_{p,d}$
E_{rep}	repräsentative Beanspruchung
$E_{s,k}$	charakteristischer Wert des Steifemoduls
$e_{p,k}$	charakteristischer Wert des passiven Erddrucks bzw. der Erdwiderstandsspannung
$e_{ph,k}$	Horizontalkomponente von $e_{p,k}$
$e_{p,mob,k}$	Mobilisierter Anteil von $e_{p,k}$
e_L, e_B	Ausmittigkeiten von resultierenden bzw. repräsentativen Beanspruchungen in der Fundamentsohle
e_r	zulässige Ausmittigkeit der charakteristischen Sohldruckresultierenden eines runden Fundamentes
$f_{t,k}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Stahzugliedes
$f_{t,0,1,k}$	charakteristischer Wert der Spannung bei 0,1 % bleibender Dehnung bei Spannstahl
$f_{t,0,2,k}$	Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung bei Betonstahl

- $F_{t,G,k}$ charakteristischer Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ungünstigen ständigen Einwirkungen
- $F_{t,Q,rep}$ charakteristischer bzw. repräsentativer Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ungünstigen veränderlichen Einwirkungen
- $F_{c,G,k}$ charakteristischer Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung eines Zugpfahls oder einer Zugpfahlgruppe infolge von ständigen Einwirkungen
- G_k charakteristischer Wert der ständigen vertikalen Einwirkungen
- $G_{dst,k}$ charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen
- $G_{stb,k}$ unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger vertikaler Einwirkungen des Bauwerks
- $G_{E,k}$ charakteristische Gewichtskraft des an einer Zugpfahlgruppe angehängten Bodens
- H_k charakteristischer Wert der Horizontallast H
- $H_{G,k}$ ständiger Anteil von H_k
- $H_{Q,rep}$ veränderlicher und repräsentativer Anteil von H unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln
- k_s Kriechmaß
- $k_{s,k}$ charakteristischer Wert des Bettungsmoduls
- l_a das größere Rastermaß einer Pfahlgruppe
- l_b das kleinere Rastermaß einer Pfahlgruppe
- L Länge der Zugelemente
- n_z Anzahl der Zugelemente
- P_k charakteristische Einwirkung aus Vorspannung nach 2.4.7.3.2 oder charakteristischer Wert der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5 A (2)
- Q_{rep} repräsentativer Wert der veränderlichen Einwirkungen
- $Q_{dst,rep}$ charakteristischer bzw. repräsentativer Wert veränderlicher destabilisierender vertikaler Einwirkungen
- q_b Spitzendruck bzw. Pfahlspitzendruck
- q_s Mantelreibung bzw. Pfahlmantelreibung
- q_c Spitzenwiderstand der Drucksonde
- q_u einaxiale Druckfestigkeit
- $q_{u,k}$ charakteristischer Wert von q_u

DIN 1054:2010-12

r	Radius eines runden Gründungskörpers
$R_{c,tot,k}$	charakteristischer Gesamtwiderstand einer kombinierten Pfahlplattengründung im Grenzzustand GEO-2
R_k	charakteristischer Wert der Widerstände
R_b	Pfahlfußwiderstand
R_s	Pfahlmantelwiderstand
$R_{n,k}$	normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstands
$R_{p,k}$	charakteristischer Wert des Erdwiderstands neben einer Gründung
s_h	waagerechte Verschiebung
s_N	Standardabweichung von Pfahlprobelastungsergebnissen
T_k	charakteristischer Wert des Scher- bzw. Reibungswiderstands um den Bodenblock einer Zugpfahlgruppe oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk
t_a	Zeitpunkt a
t_b	Zeitpunkt b
v	Verschiebung, Verformung
V_g	Variationskoeffizient
V_d	Bemessungswert der vertikalen Beanspruchung am Wand- oder Bohlträgerfuß
$V_{d,i}$	Bemessungswert der i -ten vertikalen Beanspruchung am Wand- oder Bohlträgerfuß
V_k	charakteristischer Wert der vertikalen Beanspruchung an einem Wand- oder Bohlträgerfuß bzw. normal zur Fundamentsohle
$V_{G,k}$	ständiger Anteil von V_k
$V_{Q,rep}$	veränderlicher und repräsentativer Anteil von V unter Berücksichtigung von Kombinationsregeln
$V_{k,i}$	charakteristischer Wert der i -ten vertikalen Beanspruchung an einem Wand- oder Pfahlfuß
Z_d	Summe der Bemessungswert $Z_{d,i}$ der einzelnen Zugkräfte

Griechische Buchstaben

γ_B	Teilsicherheitsbeiwert für den Herauszieh-Widerstand von flexiblen Bewehrungselementen
$\gamma_{G,E0}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck
γ_H	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung aus Strömungskraft

γ_N	Teilsicherheitsbeiwert für den Herausziehwiderstand von Bodennägeln
$\gamma_{G,inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine günstig wirkende ständige Einwirkung bei Pfählen
$\gamma_{\varphi u}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$
δ_a	Neigungswinkel beim aktiven Erddruck
δ_p	Neigungswinkel beim passiven Erddruck
δ_E	Neigung der resultierenden Beanspruchung
η_z	Anpassungsfaktor bei der Ermittlung des Scher- bzw. Reibungswiderstands aus dem Erddruck, der sich aus dem Bodenblock einer Zugpfahlgruppe entwickelt oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk
η_D	Modellfaktor zur Berücksichtigung der Auswerteverfahren bei dynamischen Pfahlprobelastungen
η_E	Modellfaktor zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte bei der Anwendung von Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten
η_M	Modellfaktor zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte bei Mikropfählen
κ	Faktor zur Festlegung oberer und unterer Grenzwerte für die aufnehmbare Setzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Pfählen
$\sigma_{h,k}$	charakteristische Horizontalspannung im Boden
σ_0	vertikale Sohldruckbeanspruchung
$\sigma_{E,d}$	Bemessungswert des Sohldrucks (Index E für effect – Beanspruchung)
$\sigma_{R,d}$	Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes
$\tau_{n,k}$	charakteristischer Wert der negativen Mantelreibung
ψ_0	Kombinationsbeiwert für begleitende veränderliche Einwirkung
ψ_1	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung
ψ_2	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der veränderlichen Einwirkung

A ANMERKUNG zu (1) γ_M gilt auch allgemein für Materialeigenschaften.

Abkürzungen

BS-P	Ständige Bemessungssituation
BS-T	Vorübergehende Bemessungssituation
BS-A	Außergewöhnliche Bemessungssituation
BS-E	Bemessungssituation bei Erdbeben

DIN 1054:2010-12

EQU	Grenzzustand bei einem Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (equilibrium)
FEM	Finite-Elemente-Methode
FDM	Finite-Differenzen-Methode
GEO-2	Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 2 angewendet wird
GEO-3	Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 3 angewendet wird
GK	Geotechnische Kategorie
HYD	Grenzzustand des Versagens verursacht durch Strömungsgradienten im Boden, z. B. hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping (hydraulic)
NCI	Nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen (en: non-contradictory complementary information)
NDP	National festzulegende Parameter (en: nationally determined parameters)
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State)
STR	Grenzzustand des Versagens oder sehr großer Verformungen des Tragwerks oder seiner Einzelteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (structural)
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State)
UPL	Grenzzustand bei einem Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds infolge von Aufschwimmen durch Wasserdruck oder anderen vertikalen Einwirkungen (uplift)

Zu „2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung“

Zu „2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung“

A ANMERKUNG zu 2.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 2.1 (1)P bis (7), sind nachfolgend in A 2.1.1 eingeordnet, DIN EN 1997-1:2009-09, 2.1 (8)P bis (21), in A 2.1.2.

A 2.1.1 Vorgaben zu Bemessungssituationen und Grenzzuständen

A 2.1.2 Geotechnische Kategorien

A 2.1.2.1 Allgemeines

A ANMERKUNG zu (10) In DIN 1054 werden für die drei Geotechnischen Kategorien 1, 2, 3 die Kurzzeichen GK 1, GK 2, GK 3 verwendet.

A (11) Die Einstufung in die Geotechnischen Kategorien GK 1, GK 2 oder GK 3 ist vor Beginn der geotechnischen Erkundung unter Beachtung der nachfolgenden Regeln und der DIN 4020 vorzunehmen. Maßgebend für die Einstufung ist jenes Kriterium, das die höchste Geotechnische Kategorie ergibt. Die Einstufung und die daraus resultierenden Anforderungen sind im Zuge der Projektbearbeitung aufgrund der Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauausführung zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen.

A 2.1.2.2 Geotechnische Kategorie GK 1

A (14) Die Geotechnische Kategorie GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerk und Baugrund.

A (16a) Die Geotechnische Kategorie GK 1 setzt einfache und überschaubare Baugrundverhältnisse voraus. Gegebenheiten, die diese Einstufung rechtfertigen, liegen vor, wenn der Baugrund in waagerechtem oder schwach geneigtem Gelände nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt ist.

A (16b) Die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 setzt voraus, dass Grundwasser unterhalb der Baugruben- bzw. Gründungssohle liegt.

A (16c) Gegebenheiten des Bauwerks, die eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 rechtfertigen, liegen in der Regel vor, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

- Es handelt sich um setzungsunempfindliche, flach gegründete Bauwerke mit Stützenlasten bis 250 kN und Streifenlasten bis 100 kN/m wie Einfamilienhäuser, eingeschossige Hallen, Garagen;
- es handelt sich um Bauwerke, bei denen nach DIN EN 1998-5/NA im Hinblick auf Erdbebenbelastung kein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Nachbargebäude, Verkehrswege, Leitungen usw. werden durch das Bauwerk selbst oder durch die für seine Errichtung notwendigen Bauarbeiten nicht in ihrer Standsicherheit gefährdet oder in ihrer Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt.

A (16d) Weitere einzuhaltende Kriterien sowie Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 sind in A 6.1.2 A (2), A 9.1.3 A (2), A 11.1.2 A (2) und A 12.1.2 A (5) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

A 2.1.2.3 Geotechnische Kategorie GK 2

A (17) Die Geotechnische Kategorie GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund.

A (18) Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 2 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit.

A (19a) Die Geotechnische Kategorie GK 2 setzt durchschnittliche Baugrundverhältnisse voraus, die nicht in GK 1 oder GK 3 fallen.

A (19b) Die Geotechnische Kategorie GK 2 setzt durchschnittliche Grundwasserverhältnisse voraus. Beispiele dafür sind:

- Die freie Grundwasseroberfläche liegt höher als die Bauwerkssohle;
- Grundwasserzutritte bzw. die Wasserhaltung sind mit üblichen Maßnahmen beherrschbar;
- Durch diese Maßnahmen sind keine ungünstigen Einflüsse auf die Umgebung zu befürchten.

A (19c) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören:

- Übliche Hoch- und Ingenieurbauten auf Einzelfundamenten, Streifenfundamenten, Gründungsplatten oder auf Pfahlgründungen;
- Leitungsräben bis 5 m Tiefe;

DIN 1054:2010-12

- Bauwerke der Bedeutungskategorien I und II nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen durch konstruktive Maßnahmen, z. B. dichte und steife Baugrubenumschließung, ein schädlicher Einfluss der Baumaßnahme auf Nachbarschaft und Umgebung nicht zu erwarten ist.

A (19d) In der Regel dürfen auch besondere Bauwerke wie unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte in festem, wenig geklüftetem Fels der Geotechnischen Kategorie GK 2 zugeordnet werden.

A (19e) Als sonstige Baumaßnahmen zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 2 auch

- Boden- und Felsdeponien ohne Kontamination und
- übliche Horizontalbohrungen für den Leitungsbau.

A (19f) Weitere Kriterien und Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 2 sind in A 6.1.2 A (3), A 7.1.2 A (2), A 8.1.4 A (2), A 9.1.3 A (3), A 10.1.2 A (2), A 11.1.2 A (3) und A 12.1.2 A (6) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

A 2.1.2.4 Geotechnische Kategorie GK 3

A (22) Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 erfordern über die Vorgaben von A (18) hinaus zusätzliche Untersuchungen sowie vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen in dem jeweiligen Spezialgebiet.

A (23) Die Geotechnische Kategorie GK 3 umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund.

A (24) Gegebenheiten des Baugrunds, die in der Regel eine Einstufung in die GK 3 erfordern, sind ungewöhnliche oder besonders schwierige Baugrundverhältnisse wie:

- geologisch junge Ablagerungen mit regelloser Schichtung bzw. geologisch wechselhafte Formationen;
- Böden, die zum Kriechen, Fließen, Quellen oder Schrumpfen neigen;
- bindige Böden, bei denen die Restscherfestigkeit maßgebend sein kann;
- bindige Böden ohne ausreichende Duktilität, siehe 2.4.1 A (11), z. B. strukturempfindliche Seetone;
- weiche organische und organogene Böden größerer Mächtigkeit;
- Fels, der zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt, z. B. Salz, Gips und verschiedene veränderlich feste Gesteine;
- Fels, der in Bezug auf das Bauvorhaben ungünstig verlaufende Störungzonen oder Trennflächen enthält;
- Bergsenkungsgebiete oder Gebiete mit Erdfällen oder Baugrund mit ungesicherten Hohlräumen;
- unkontrolliert geschüttete Auffüllungen.

A (25) Gespanntes Grundwasser, das durch Bodenaushub zu artesischem Grundwasser werden kann, ist der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen.

A (26) Ergänzend zur Anmerkung in (21) werden als Beispiele für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 genannt:

- Bauwerke mit hohem Sicherheitsanspruch oder hoher Verformungsempfindlichkeit;
- Bauwerke mit ungewöhnlichen Lastkombinationen, die für die Gründung maßgebend werden;
- Bauwerke, die durch Wasser mit einer Druckhöhe von mehr als 5 m belastet sind;
- Einrichtungen und Baumaßnahmen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern, sofern damit ein Risiko für benachbarte Bauten entsteht;
- Bauwerke der Bedeutungskategorien III und IV nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode zum Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit angewendet wird.

A (27) Als besondere Bauwerke zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 3 auch

- Senkkastengründungen mit Druckluft;
- Unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte in Lockergestein oder in geklüftetem Fels;
- Kerntechnische Anlagen;
- Offshore-Bauten;
- Chemiewerke und Anlagen, in denen gefährliche chemische Stoffe erzeugt, gelagert oder umgeschlagen werden;

A (28) Als sonstige Baumaßnahmen zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 3 auch

- Deponien aller Art, ausgenommen nicht kontaminierte Böden und Felsaushübe;
- Horizontalbohrungen mit hohen Spülungsdrücken z. B. im HDD-Verfahren (Horizontal Direction Drilling), Microtunneling;
- Verfahren des Spezialtiefbaus wie Schlitzwände, Einpressarbeiten und Düsenstrahlarbeiten.

A (29) Weitere Kriterien und Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 sind in A 6.1.2 A (4), A 7.1.2 A (3), A 8.1.4 A (3), A 9.1.3 A (4), A 10.1.2 A (3), A 11.1.2 A (4), A (5) sowie in A 12.1.2 A (7) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

Zu „2.2 Bemessungssituationen“

A (4) Die vier Bemessungssituationen werden wie folgt definiert:

a) Bemessungssituation BS-P:

Den ständigen Situationen (Persistent situations), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, wird die Bemessungssituation BS-P zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.

DIN 1054:2010-12**b) Bemessungssituation BS-T:**

Den vorübergehenden Situationen (Transient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z. B.

- Bauzustände bei der Herstellung eines Bauwerks,
- Bauzustände an einem bestehenden Bauwerk, z. B. bei Reparaturen oder infolge von Aufgrabungs- oder Unterfangungsarbeiten,
- Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit für Steifen, Anker und Mikropfähle nichts anderes festgelegt ist,
- Zustand mit einer planmäßig einmaligen Einwirkung oder Gegebenheit

wird die Bemessungssituation BS-T zugeordnet.

c) Bemessungssituation BS-A:

Den außergewöhnlichen Situationen (Accidental situations), die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z. B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. Hierbei werden in der Regel neben jeweils einer außergewöhnlichen Einwirkung ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen wie bei den Bemessungssituationen BS-P und BS-T berücksichtigt. Eine außergewöhnliche Situation ist auch dann gegeben, wenn gleichzeitig mehrere voneinander unabhängige seltene Einwirkungen, z. B. ungewöhnlich große oder planmäßig einmalige Einwirkungen, zu berücksichtigen sind. Hierzu siehe auch A (5) und A 2.4.7.6.1 A (4).

d) Bemessungssituation BS-E:

Der Situation infolge von Erdbeben wird die Bemessungssituation BS-E zugeordnet.

A ANMERKUNG zu A (4) c) und A (4) d) Im Fall der Bemessungssituationen BS-A und BS-E kann nicht ausgeschlossen werden, dass das Bauwerk nach deren Eintreten nicht mehr den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit genügt. Sofern die damit möglicherweise verbundenen Schäden am Bauwerk vermieden werden sollen, wird empfohlen, Maßnahmen zu ergreifen, mit denen die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden kann.

A (5) Die Einwirkungen infolge eines Ausfalls von Betriebs- und Sicherungseinrichtungen sind entsprechend der zu erwartenden Häufigkeit des Auftretens in Verbindung mit den möglichen Folgen entweder mit Hilfe der Kombinationsregeln nach A 2.4.6.1.1 zu erfassen oder der Bemessungssituation BS-A zuzuordnen. Das Gleiche gilt sinngemäß für weitere unplanmäßige Situationen, z. B. für die Möglichkeit eines unplanmäßigen Mehraushubs oder einer Kolkbildung.

A (6) Bei Baugrubenkonstruktionen darf in besonderen Situationen, wie sie in EAB beschrieben sind, die Bemessungssituation BS-T mit abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten unter der Bezeichnung BS-T/A eingefügt werden.

Zu „2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen“**Zu „2.4.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (11) Ein ausreichend duktilen Verhalten liegt vor, wenn sich ein Grenzzustand der Tragfähigkeit durch große Verformungen ankündigt. Dies ist z. B. nicht der Fall, wenn wassergesättigter Boden wegen eines sehr großen Hohlraumgehaltes schon bei geringer Störung flüssig werden kann, insbesondere zum Setzungsfließen neigender Sand oder Quickton.

A ANMERKUNG zu (12) Hierzu zählen insbesondere die Finite-Elemente-Methode (FEM) und die Finite-Differenzen-Methode (FDM) sowie numerische Anwendungen auf das Steifemodulverfahren und das Bettungsmodulverfahren.

Zu „2.4.2 Einwirkungen“

A ANMERKUNG zu 2.4.2 DIN EN 1997-1:2009-09, Absätze 2.4.2 (1)P bis (9), sind nachfolgend in A 2.4.2.1 eingeordnet.

A 2.4.2.1 Grundsätzliche Festlegungen

A (3) Bei der Schnittgrößenermittlung von Fundamenten, Gründungsplatten, Pfahlgruppen, Pfahlrosten und kombinierten Pfahl-Plattengründungen, die durch das aufgehende Bauwerk ausgesteift sind, ist die Umlagerung der Gründungslasten infolge der Wechselwirkung Baugrund — Bauwerk zu berücksichtigen.

A ANMERKUNG zu (4) Weitere Angaben hierzu siehe A 2.4.2.2 und A 2.4.2.3.

A (5) Wenn nachfolgend nichts anderes gesagt wird, gelten die Regelungen immer unter der Annahme, dass die veränderlichen Einwirkungen voneinander unabhängig sind. Voneinander abhängige Einwirkungen sind zusammen wie eine unabhängige Einwirkung zu behandeln.

A (8a) Übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen auf den Baugrund aus Regellasten auf Bauwerke und Verkehrsflächen oder aus Baubetrieb dürfen als veränderliche statische Einwirkungen berücksichtigt werden.

A (8b) Bei erheblichen zyklischen, dynamischen oder stoßartigen Einwirkungen auf Bauteile, z.B. infolge von Stößen durch Aufprall, Anprall nach DIN EN 1991-1-7, Druckwellen in Luft oder Wasser oder durch Schwingungen, z. B. durch Maschinen, ist zu prüfen, ob sie durch statische Ersatzlasten berücksichtigt werden dürfen oder ob besondere Untersuchungen zur Erfassung von Trägheits- und Entfestigungseffekten bzw. von Verformungs- oder Porenwasserdruckakkumulation notwendig sind.

A (8c) Zur Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen ist DIN EN 1998-5/NA zu beachten.

A 2.4.2.2 Weitere Angaben zu den geotechnischen Einwirkungen

A (1) Zum Seitendruck und zur negativen Mantelreibung auf Pfähle, die in weichem bindigem Boden stehen, sind 7.3.2.2 und 7.3.2.3 zu beachten.

A (2) Verformungen des Baugrunds infolge der mit der Herstellung und Nutzung des Bauwerkes verbundenen Belastung sowie infolge der Belastung des benachbarten Bodens sind als dem Bauwerk aufgezwungene Setzungsmulden bzw. als unterschiedlich große Horizontalverschiebungen der Gründungselemente zu berücksichtigen.

A (3) Weiträumige Verformungen des Baugrunds, z. B. infolge von untertägigen Massenentnahmen, Tektonik oder Hangkriechen, sind wie folgt zu berücksichtigen:

- a) wenn sich das Bauwerk den Verformungen anpassen kann, sind diese während der Bauzeit und der Betriebszeit durch Messungen zu registrieren und erforderlichenfalls auszugleichen;
- b) wenn sich das Bauwerk den Verformungen nicht anpassen kann, sind die entstehenden Bodenreaktionen als Einwirkungen einzustufen. Sie dürfen in begründeten Fällen wie planmäßig einmalige Einwirkungen nach A 2.2 A (4) c) behandelt werden.

A (4) Physikalisch oder chemisch verursachte Volumenänderungen, z. B. infolge von Temperaturänderungen oder Feuchtigkeitsänderungen in Bauteilen oder infolge von Quellen oder Schrumpfen des Bodens, sind als aufgezwungene Verformungen, gegebenenfalls auch als erhöhte oder verminderte Bodenreaktionen nach A (3) b) zu berücksichtigen.

A (5) Weitere geotechnische Einwirkungen können sich aus den Randbedingungen des Einzelfalls ergeben.

A 2.4.2.3 Weitere Angaben zu den Einwirkungen aus Bauwerken (Gründungslasten)

A (1) Die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen aus Bauwerken (Gründungslasten) ergeben sich aus der statischen Berechnung des aufliegenden Tragwerkes nach den dafür geltenden Regeln und Normen. Sie sind im Hinblick auf eine wirtschaftliche geotechnische Bemessung für die weitere Berechnung und Bemessung vom Tragwerksplaner für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen

- für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 2.4.7 (Ultimate limit state, ULS) und
- für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 2.4.8 (Serviceability limit state, SLS)

DIN 1054:2010-12

in der Regel als charakteristische bzw. repräsentative Schnittgrößen in Höhe der Oberkante der Gründungskonstruktion anzugeben.

A ANMERKUNG zu A (1) Werden bei geotechnischen Nachweisen die Bemessungswerte E_d der Gesamtbeanspruchung verwendet, liegt dieses Vorgehen auf der sicheren Seite. Dies kann zu unwirtschaftlicheren Abmessungen führen.

A (2) In der Regel ist bei der Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Gründungslasten wie folgt vorzugehen:

- a) Im Regelfall der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung werden die Beanspruchungen $E_{G,k}$ und $E_{Q,k}$ bzw. $E_{Q,rep}$, die sich aus charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen ergeben, für die kritischen Einwirkungskombinationen in der Gründungsfuge unmittelbar übergeben. Als Gründungsfuge gilt
 - bei Flächengründungen die Aufstandsfläche,
 - bei Pfahlgründungen entweder die Oberkante der Gründungskonstruktion
 - oder die Schnittstelle von Pfahlkopf und Tragwerk.
- b) Bei der Ermittlung der Gründungslasten von Fundamenten, bei denen Verkantungen der Gründung zu nennenswerten Zusatzbeanspruchungen führen, z. B. bei einem Turm auf einer Fundamentplatte, sind die Schnittgrößen nach Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen. Dabei ist vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend folgender Berechnungsweg zulässig: Die Verformungen des Tragwerks einschließlich seiner Gründung werden mit den kritischen Einwirkungskombinationen unter Verwendung von Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt. Bei der Verformungsermittlung der Gründung dürfen dabei die für charakteristische Lasten ermittelten Steifigkeiten (z. B. die Drehfedersteifigkeit als das Verhältnis von Einspannmoment zu Verkantung) verwendet werden. In einer zweiten Berechnung werden anschließend unter Berücksichtigung dieser zuvor ermittelten Verformungen für die gleichen Einwirkungskombinationen die charakteristischen bzw. repräsentativen Werte $E_{G,k}$ und $E_{Q,rep}$ der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen in den Gründungsfugen mit den charakteristischen bzw. repräsentativen Werten G_k und Q_{rep} der Einwirkungen am Tragwerk bestimmt.
- c) Bei der Anwendung physikalisch nichtlinearer Verfahren nach Theorie 1. Ordnung zur Berechnung der Schnittgrößen (z. B. Plastizitätstheorie) ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit Bemessungswerte E_d der Gründungslasten, die in jeweils einen Anteil $E_{G,d}$ aus ständigen Einwirkungen und einen Anteil $E_{Q,d}$ aus veränderlichen Einwirkungen aufgeteilt werden dürfen. Diese Aufteilung darf sich z. B. an denjenigen Gründungslasten orientieren, die sich bei linearer Berechnung oder am statisch bestimmten Tragwerk ergeben. Die so bestimmten Anteile $E_{G,d}$ und $E_{Q,d}$ dürfen durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.1 dividiert werden, um die äquivalenten charakteristischen Werte $E_{G,k}$ und $E_{Q,k}$ der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen in den Gründungsfugen zu berechnen.
- d) Bei der Ermittlung der Schnittgrößen in den Gründungselementen werden die nach a), b) oder c) für die Gründungsfuge ermittelten Werte $E_{G,k}$, $E_{Q,k}$ bzw. $E_{Q,rep}$ als Einwirkungen G_k und Q_{rep} eingeführt.

A ANMERKUNG zu A (2) Im Folgenden werden die Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen stets mit dem Symbol $E_{Q,rep}$ gekennzeichnet, unabhängig davon, ob diese mit einem Kombinationsbeiwert behaftet sind oder nicht. Charakteristische veränderliche Einwirkungen werden somit als repräsentative Einwirkungen behandelt, die sich aus der Multiplikation mit $\Psi = 1$ ergeben haben.

Zu „2.4.5 Charakteristische Werte“**Zu „2.4.5.2 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen“**

A (2) Der Ansatz eines vorsichtigen Schätzwerts des Mittelwerts der Scherfestigkeit als charakteristischer Wert setzt voraus, dass sich der Boden ausreichend duktil verhält. Hierzu siehe 2.4.1 A (11).

A (5) Bei der Anwendung von numerischen Verfahren, insbesondere der FEM oder der FDM, werden Stoffmodelle benötigt, deren Auswahl und Parameterbestimmung besondere Fachkenntnis und Erfahrung erfordern.

Zu „2.4.6 Bemessungswerte“**Zu „2.4.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen“**

A ANMERKUNG zu 2.4.6.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1 (1)P bis (5), sind nachfolgend in A 2.4.6.1.1 eingeordnet, DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1 (6)P bis (11), in A 2.4.6.1.2.

A 2.4.6.1.1 Ermittlung und Kombination der Bemessungswerte

A ANMERKUNG zu (2)P Bei ständigen Einwirkungen und bei der Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen gilt $F_{rep} = F_k$.

A (2a) Bei mehreren unabhängigen veränderlichen charakteristischen Einwirkungen $Q_{k,i}$ ist die Untersuchung von Kombinationen mit den Beiwerten ψ in (2.1b) erforderlich, wobei fallweise jeweils eine der unabhängigen Einwirkungen als Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ anzusetzen ist.

$$Q_{rep} = Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{A (2.1c)}$$

A ANMERKUNG zu A (2a) Entsprechend DIN EN 1990 hat die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „ergibt sich aus“, die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „in Verbindung mit“.

A (2b) Beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (UPL nach 2.4.7.1 (1)) und der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (HYD nach 2.4.7.1 (1)) sind die Bemessungswerte F_d der Einwirkungen in den Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A aus den charakteristischen Werten F_k der Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten γ_F für Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten zu ermitteln.

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \text{ bzw. } F_d = \sum_{i \geq 1} F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i} \quad \text{A (2.1d)}$$

A (3) Zusätzlich zu den im Nationalen Anhang zu DIN EN 1990:2010-12, Tabelle A 1.1 angegebenen Kombinationsbeiwerten für Hochbauten sind in der Geotechnik die Kombinationsbeiwerte für sonstige Einwirkungen ($\psi_0 = 0,8$, $\psi_1 = 0,7$, $\psi_2 = 0,5$) aus der genannten Tabelle anzuwenden.

A 2.4.6.1.2 Bemessungswerte von Grundwasserdrücken

A ANMERKUNG zu A 2.4.6.1.2 Bei Stützbauwerken sind zusätzlich die Angaben in 9.6 zu beachten.

A (6) Bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen aus freiem Wasser und aus Grundwasser sind auch für den veränderlichen Anteil des Wasserdrucks die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zugrunde zu legen.

DIN 1054:2010-12**Zu „2.4.6.2 Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen“**

A (4) Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) sind die charakteristischen Werte der Scherfestigkeit wie folgt mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\phi'}$ und γ_c bzw. γ_{cu} mit Werten $\gamma > 1$ in Bemessungswerte der Scherfestigkeit umzurechnen:

$$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / \gamma_{\phi'} \quad \text{A (2.2a)}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c \quad \text{A (2.2b)}$$

$$c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{cu} \quad \text{A (2.2c)}$$

Zu „2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit“**Zu „2.4.7.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (1)P Dem Grenzzustand GEO werden zwei verschiedene Arten von Nachweisverfahren (GEO-2 und GEO-3) zugeordnet. Siehe 2.4.7.3.4.3 und 2.4.7.3.4.4.

Zu „2.4.7.2 Nachweis der Lagesicherheit“

A ANMERKUNG zu (2)P Zum Nachweis der Sicherheit gegen Kippen siehe 6.5.4 A (3).

Zu „2.4.7.3 Nachweis bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund“**Zu „2.4.7.3.1 Allgemeines“**

A (2) Die in diesem Abschnitt beschriebenen Nachweise gelten für die in 2.2 A(4) genannten Bemessungssituationen BS-P, BS-T, BS-A und BS-E.

Zu „2.4.7.3.2 Bemessungswert der Beanspruchungen“

A (1a) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind stets in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und den Baugrund sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund zu ermitteln. Die Abschnitte 2.4.7.3.4.3 und 2.4.7.3.4.4 enthalten die Festlegungen dazu, bei welchen Grenzzuständen welche der beiden Gleichungen anzuwenden ist. Nachfolgend werden zwei Fälle unterschieden.

A (1b) Im allgemeingültigen Fall, der auch

- nichtlinear-elastische Berechnungen und die
- Anwendung der Theorie 2. Ordnung

erfasst, ergeben sich die Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen unter Beachtung der Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte aus folgenden Ansätzen:

- für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P_k \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{A (2.6c)}$$

— für die Bemessungssituation BS-A:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad A (2.6d)$$

— für die Bemessungssituation BS-E:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right) \quad A (2.6e)$$

A ANMERKUNG 1 zu A (1b) Entsprechend DIN EN 1990 hat die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „in Verbindung mit“.

A ANMERKUNG 2 zu A (1b) Für Nachweise in der Geotechnik werden auch bei der Bemessungssituation BS-A Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Damit wird die Regelung in 2.4.7.1 (3) konkretisiert.

A ANMERKUNG 3 zu A (1b) Die Wahl zwischen ψ_1 oder ψ_2 in Gleichung A (2.6d) hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab. Siehe hierzu DIN EN 1990:2010-12, 6.4.3.3 (3) und (4).

A (1c) In den Gleichungen A (2.6c) bis A (2.6e) sind

E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert γ_G für die j -te ständige charakteristische Einwirkung $G_{k,j}$. Bei Erdruehdruk als ständiger Einwirkung ist hier $\gamma_{G,E0}$ aus Tabelle A 2.1 einzusetzen
$G_{k,j}$	j -te ständige charakteristische Einwirkung ($j \geq 1$)
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Vorspannen
P_k	charakteristische Einwirkung aus Vorspannung
$\gamma_{Q,1}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Leiteinwirkung der veränderlichen charakteristische Einwirkungen
$Q_{k,1}$	Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für die i -te veränderliche charakteristische Einwirkung ($i \geq 2$)
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert ψ_0 für begleitende veränderliche Einwirkung $Q_{k,i}$
$Q_{k,i}$	i -te veränderliche Einwirkung ($i \geq 2$)
A_d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
ψ_1	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung $Q_{k,1}$.
ψ_2	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung $Q_{k,1}$.
$\psi_{2,i}$	Kombinationsbeiwert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der i -ten veränderlichen Einwirkung
A_{Ed}	Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben nach DIN EN 1990, Tabelle A.1.3

DIN 1054:2010-12

$\psi_{2,j}$ Kombinationsbeiwert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der j -ten veränderlichen Einwirkung,

$Q_{k,j}$ j -te veränderliche Einwirkung ($j \geq 1$),

$\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$, $\psi_{2,i}$, $\psi_{2,j}$ Beiwerte für Kombinationen, zugehörig zur i -ten oder j -ten veränderlichen charakteristischen Einwirkung. Der erste Index bezieht sich dabei immer auf die Art des Beiwertes:

0 – Beiwert für Kombinationsbeiwerte veränderlicher Einwirkungen;

1 – Beiwert für häufige Werte veränderlicher Einwirkungen;

2 – Beiwert für quasi-ständige Werte veränderlicher Einwirkungen, siehe 2.4.6.1.1 A(3)

A (1d) Im Fall der Nachweisführung mit linear-elastischer Theorie und Gültigkeit des Superpositionsprinzips sind mit dem Nachweisverfahren 2 nach 2.4.7.3.4.3 A (3) die Einwirkungen stets als charakteristische Werte G_k bzw. Q_k in die Berechnung einzuführen. Erst bei der Aufstellung der Grenzzustandsbedingung sind die mit diesen Werten ermittelten charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen in Form von Schnittgrößen (z. B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente) oder Spannungen (z. B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen) mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F und ggf. mit den Kombinationsbeiwerten ψ für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen umzurechnen. Danach ergeben sich die Bemessungswerte der Gesamtbeanspruchungen

— bei der Bemessungssituationen BS-P und BS-T nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + \gamma_{Q,1} \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E(Q_{k,i}) \quad \text{A (2.6f)}$$

— bei der Bemessungssituation BS-A nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + E(A_d) + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot E(Q_{k,i}) \quad \text{A (2.6g)}$$

— bei der Bemessungssituation BS-E nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} E(G_{k,j}) + E(P_k) + E(A_{Ed}) + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot E(Q_{k,j}) \quad \text{A (2.6h)}$$

A ANMERKUNG 1 zu Gleichung A (2.6g) Für Nachweise der Geotechnik werden auch bei der Bemessungssituation BS-A Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Damit wird die Regelung in 2.4.7.1 (4) konkretisiert.

A ANMERKUNG 2 zu Gleichung A (2.6g) Sofern sich die Auswirkungen von unplanmäßige Situationen, z. B. des Ausfalls von Betriebs- und Sicherungseinrichtungen, eines unplanmäßigen Mehraushubs oder einer Kolkbildung, nicht in Form einer Einwirkung A_d , sondern in Form einer Erhöhung von Schnittgrößen ausdrücken, wird $A_d = 0$ gesetzt.

A ANMERKUNG 3 zu Gleichung A (2.6g) Die Wahl zwischen ψ_1 oder ψ_2 in Gleichung A (2.6d) hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab. Siehe hierzu DIN EN 1990 6.4.3.3 (3) und (4).

Außer den Bezeichnungen in A (1c) gelten in den Gleichungen A (2.6f) bis A (2.6h) zusätzlich folgende Symbole:

$E(G_{k,j})$ Beanspruchung aus einer ständigen Einwirkung ($j \geq 1$)

$E(P_k)$ Beanspruchung aus einer Einwirkung aus Vorspannung

$E(Q_{k,1})$ Beanspruchung aus der Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen

$E(Q_{k,i})$ Beanspruchung aus begleitenden veränderlichen Einwirkungen ($i > 1$)

$E(Q_{k,j})$ Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen ($j \geq 1$)

$E(A_d)$ Beanspruchung aus einer außerordentlichen Einwirkung

$E(A_{Ed})$ Beanspruchung aus Erdbeben

Zu „2.4.7.3.3 Bemessungswiderstände“

A (1) Die Bemessungswiderstände sind beim Nachweisverfahren GEO-2 nach Gleichung (2.7b) und beim Nachweisverfahren GEO-3 nach Gleichung (2.7a) zu ermitteln.

Zu „2.4.7.3.4 Nachweisverfahren“

Zu „2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2“

A (1) Das Nachweisverfahren 2 ist bei der Ermittlung der Schnittgrößen sowie beim Nachweis eines ausreichenden Erdwiderstands, beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, beim Nachweis der Tragfähigkeit von Pfählen und Ankern und beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge anzuwenden. Es darf auch angewendet werden, um die Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen nachzuweisen. Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 2 verwendet wird, werden als GEO-2 bezeichnet.

A (2) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind im Nachweisverfahren 2 nach (2.6b) mit den Kombinationsgleichungen A (2.6f) bis A (2.6h) zu ermitteln.

A (3) Das Nachweisverfahren 2 (STR und GEO-2) besteht aus folgenden Schritten, sofern nicht im Einzelfall etwas anderes zweckmäßig ist oder, z. B. in 7.6.3.1 A (3), verlangt wird:

- 1) Entwurf des Bauwerks und Festlegung des statischen Systems einschließlich der Abmessungen, soweit dies für die Rechnung erforderlich ist;
- 2) Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte $G_{k,i}$, $Q_{k,i}$ bzw. $Q_{rep,i}$ der Einwirkungen, z. B. aus Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck oder Verkehr, sowie ggf. Vorgabe von charakteristischen Werten oder anderen repräsentativen Werten der Gründungslasten nach A 2.4.2.3 A (2);
- 3) Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen $E_{Gk,i}$ bzw. $E_{Qrep,i}$ in Form von Schnittgrößen, z. B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente, oder Spannungen, z. B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen, in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und in Berührungsfächen zwischen Bauwerk und Baugrund, bei linear-elastischen Systemen getrennt nach ständigen Einwirkungen, regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen und begleitenden veränderlichen Einwirkungen, gegebenenfalls mit ihren Kombinationsbeiwerten entsprechend den maßgebenden Bemessungssituationen nach 2.2;
- 4) Ermittlung der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ des Baugrunds, z. B. Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand, Pfahlwiderstand oder Herauszieh-widerstand von Ankern, durch Berechnung, Probelastung oder aufgrund von Erfahrungswerten;
- 5) Ermittlung der Bemessungswerte $E_{d,i}$ der Beanspruchungen durch Multiplikation der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen.
- 6) Ermittlung der Bemessungswerte $R_{d,i}$ der Widerstände des Baugrunds durch Division der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_R für Bodenwiderstände: $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ sowie Ermittlung der Bemessungswiderstände $R_{d,i}$ der Bauteile, z. B. widerstehende Druck-, Zug-, Querkräfte, Biegemomente oder Spannungen nach den Regeln der jeweiligen Bauartnormen.

DIN 1054:2010-12**7) Nachweis der Einhaltung der Grenzzustandsbedingung**

$$E_d = \sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i} = R_d \quad \text{A (2.7e)}$$

mit den Bemessungswerten E_d der Beanspruchungen und den Bemessungswiderständen R_d in den maßgebenden Schnitten.

A (4) Zur Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen nach Schritt 3 für die jeweils untersuchte Lastkombination darf bei nichtlinearen statischen Systemen bzw. bei Verwendung von numerischen Verfahren wie folgt vorgegangen werden:

- Ermittlung der Gesamtbeanspruchung $E_{k,i}$ infolge der charakteristischen bzw. repräsentativen ständigen und veränderlichen Einwirkungen;
- Ermittlung der Beanspruchung $E_{Gk,i}$ infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen;
- Ermittlung der Beanspruchung $E_{Qrep,i}$ infolge der repräsentativen veränderlichen Einwirkungen aus dem Ansatz:

$$E_{Qrep,i} = E_{k,i} - E_{Gk,i} \quad \text{A (2.7f)}$$

A (5) Abweichend von A (4) dürfen alle veränderlichen Einwirkungen, die über eine großflächige Gleichlast $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$ hinausgehen, mit dem Faktor $f_q = \gamma_Q / \gamma_G$ multipliziert werden. Dies gilt auch für nichtlineare statische Systeme und für numerische Verfahren.

ANMERKUNG zu A (5) Dieses Vorgehen ersetzt die Aufteilung der charakteristischen Beanspruchungen für die jeweils untersuchte Lastkombination nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Zur Ermittlung der Bemessungsbeanspruchung braucht die charakteristische Gesamtbeanspruchung nur noch mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert zu werden.

Zu „2.4.7.3.4.4 Nachweisverfahren 3“

A (2) Das Nachweisverfahren 3 ist beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu verwenden. Es darf auch angewendet werden, um die Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen nachzuweisen und die Schnittgrößen zur Bemessung ihrer Einzelteile zu ermitteln. Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 3 verwendet wird, werden als GEO-3 bezeichnet.

A (3) Sofern mehrere unabhängige veränderliche Einwirkungen zu berücksichtigen sind, dürfen sie als repräsentative Einwirkungen nach A 2.4.6.1.1 angesetzt werden.

A (4) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind im Nachweisverfahren 3 in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund entsprechend Gleichung (2.6a) mit den Kombinationsregeln aus 2.4.6 zu ermitteln.

Zu „2.4.7.4 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim Aufschwimmen“

A ANMERKUNG zu 2.4.7.4 Zur Kombination von veränderlichen Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen siehe A 2.4.6.1.1 A (2b).

Zu „2.4.7.5 Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch“

A (1) Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch hydraulischen Grundbruch ist mit der Grenzzustandsbedingung (2.9b) zu führen.

A ANMERKUNG zu 2.4.7.5 Zur Kombination von veränderlichen Einwirkungen beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch siehe A 2.4.6.1.1 A (2d).

A 2.4.7.6 Teilsicherheitsbeiwerte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit

A ANMERKUNG zu A 2.4.7.6 Mit den in Tabelle A 2.1 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach den Tabellen A 2.2 und A 2.3 wird das bisherige Sicherheitsniveau auf der Grundlage des Globalsicherheitskonzepts im Wesentlichen beibehalten. Insbesondere bei vorübergehenden Bemessungssituationen, z. B. bei Bauzuständen, liegt es um ein angemessenes Maß unter dem konventionellen Niveau der in EN 1997-1 empfohlenen Werte.

A 2.4.7.6.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

A (1) Beim Nachweis von Grenzzuständen sind für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.1 zu verwenden.

A (2) Bei der Umrechnung von charakteristischen bzw. repräsentativen Werten in Bemessungswerte ist eine Einwirkung 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.

A (3) Sofern größere Verschiebungen und Verformungen des Bauwerkes die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks nicht beeinträchtigen, darf in begründeten Fällen der Teilsicherheitsbeiwert γ_G im Fall des Erd- und Wasserdruckes herabgesetzt werden. Die Herabsetzung darf jedoch höchstens einer Umstufung der Bemessungssituation von BS-P nach BS-T bzw. von BS-T nach BS-A entsprechen. Zur Herabsetzung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_G ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (3) Weitere fachspezifische Regelungen für Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen siehe EAU [2].

A (4) Für den Extremfall einer Bemessungssituation mit einer äußerst unwahrscheinlichen Einwirkungskombination, bei der die auftretenden Verschiebungen und Verformungen hinnehmbar sind, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen gleich $\gamma_F = \gamma_R = 1,00$ zu setzen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG 1 zu A (4) Hierzu siehe das Merkblatt „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“ (MSD) [9].

A ANMERKUNG 2 zu A (4) Zum Teilsicherheitsbeiwert γ_R siehe Fußnote 9.

DIN 1054:2010-12

Tabelle A 2.1 — Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F^{1)}$ bzw. $\gamma_E^{2)}$ für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{G-E0}	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

- 1) Der Beiwert γ_F ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Einwirkungen F bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.
2) Der Beiwerte γ_E ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Beanspruchungen E bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

A ANMERKUNG 1 zu Tabelle A 2.1 Abweichend von DIN EN 1990 sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q für Beanspruchungen aus ständigen und ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessungssituation BS-A von $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ auf $\gamma_G = \gamma_Q = 1,10$ angehoben worden, um das bisher bewährte Sicherheitsniveau beizubehalten.

A ANMERKUNG 2 zu Tabelle A 2.1 Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G \cdot E0}$ sind gegenüber den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G herabgesetzt worden, weil der Erdruchdruck bereits bei geringen Entspannungsbewegungen auf einen geringeren Erddruck, im Grenzfall auf den wesentlich kleineren aktiven Erddruck absinkt.

A ANMERKUNG 3 zu Tabelle A 2.1 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

A 2.4.7.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen

A (1) Beim Nachweis geotechnischer Grenzzustände sind für geotechnische Kenngrößen die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.2 zu verwenden.

Tabelle A 2.2 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M ³⁾ für geotechnische Kenngrößen

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränen Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränen Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränen Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränen Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\phi'}, \gamma_{\phi u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränen Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränen Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,25	1,15	1,10

A ANMERKUNG zu Tabelle A 2.2 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

3) Der Beiwert γ_M ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

DIN 1054:2010-12

A 2.4.7.6.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

A (1) Beim Nachweis geotechnischer Grenzzustände sind für Widerstände die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.3 zu verwenden.

Tabelle A 2.3 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_R ⁴⁾ für Widerstände

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
— Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
— Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
— Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
— Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
— Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
— Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herauszieh Widerstände				
— Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
— Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
— Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
— Siehe Tabelle A 2.2				
Herauszieh Widerstände				
— Siehe STR und GEO-2				

A ANMERKUNG 1 zu Tabelle A 2.3 Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzugglieds aus Spannstahl und Betonstahl ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in DIN EN 1992-1-1 mit $\gamma_M = 1,15$ angegeben.

A ANMERKUNG 2 zu Tabelle A 2.3 Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand von flexiblen Bewehrungselementen ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in EBGEO [3] angegeben.

A ANMERKUNG 3 zu Tabelle A 2.3 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

4) Der Beiwert γ_R ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall des Widerstands bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

A (2) Soweit beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen im Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) die Materialfestigkeit von Zuggliedern in Anspruch genommen wird, ist für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes der Ansatz $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand STR bzw. GEO-2 anzuwenden.

A (3) Soweit beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Herausziehwiderstand flexibler Bewehrungselemente in Anspruch genommen wird, ist für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes der Ansatz $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand GEO-3 anzuwenden.

A (4) Sofern bewusst größere Verschiebungen des Bauwerkes in Kauf genommen werden, darf in begründeten Fällen der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Erdwiderstand herabgesetzt werden. Die Herabsetzung darf jedoch höchstens einer Umstufung der Bemessungssituation von BS-P nach BS-T bzw. von BS-T nach BS-A entsprechen. Zur Herabsetzung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Ep} ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (4) Weitere fachspezifische Regelungen für Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen siehe EAU [2].

A (5) Für den Extremfall einer Bemessungssituation mit einer äußerst unwahrscheinlichen Einwirkungskombination, bei der die auftretenden Verschiebungen und Verformungen hinnehmbar sind, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gleich $\gamma_F = \gamma_R = 1,00$ zu setzen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (5) Hierzu siehe das Merkblatt „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“ (MSD) [9].

Zu „2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit“

A ANMERKUNG zu (1)P Mit dem Symbol E_d für Auswirkungen von Einwirkungen werden hier in der Regel geometrische Größen bezeichnet, z. B. Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen.

A (2a) Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) beziehen sich im Regelfall auf einzuhaltende Verformungen bzw. Verschiebungen. Im Einzelfall können auch weitere Kriterien maßgebend sein. Siehe EN 1990, die übrigen Bauartnormen und die Normen, die vom Technischen Komitee CEN/TC 288 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ erarbeitet worden sind.

A (2b) Bei Nachweisen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Größe, Dauer und Häufigkeit der Einwirkungen zu berücksichtigen. Für Verformungsberechnungen sind die ständigen sowie die quasi-ständigen veränderlichen Einwirkungen (z. B. Stapellasten unter Berücksichtigung eines mittleren Beschickungsgrades) maßgebend. Die Verformungen v werden dementsprechend mit den Bezeichnungen aus A 2.4.6.1.1 wie folgt ermittelt:

$$v = v \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + R_k + \sum_{i \geq 1} (\psi_{0,i} \text{ oder } \psi_{1,i} \text{ oder } \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{A (2.8a)}$$

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$ bzw. $\psi_{1,i}$ bzw. $\psi_{2,i}$ sind auf der Grundlage von Sachkunde und Erfahrung sorgfältig und dem Einzelfall entsprechend angemessen derart zu wählen, dass die setzungswirksamen Anteile der Lasten in Abhängigkeit vom Zeitsetzungsverhalten der beteiligten Böden zutreffend und auf der sicheren Seite liegend erfasst sind.

A (2c) Sofern die beim Standsicherheitsnachweis für den Grenzzustand STR bzw. GEO-2 zugrunde gelegten Einwirkungen ausreichend genau auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wiedergeben, z. B. bei wandartigen Bauwerken, kann für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit auf die im Berechnungsschritt 3 nach 2.4.7.3.4.3 A (3) ermittelten Verformungen und Verschiebungen zurückgegriffen werden.

DIN 1054:2010-12

A (4) Die Nachweise dürfen auch geführt werden:

- durch Bemessung einfacher Baugrubenkonstruktionen aufgrund der Festlegungen der DIN 4124;
- durch den vereinfachten Nachweis für Flächengründungen nach A 6.10;
- durch Anwendung der Beobachtungsmethode nach 2.7.

Zu „2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Zur Festlegung des maßgebenden Kriteriums C_d für die Gebrauchstauglichkeit, z. B. der gerade noch verträglicher Verformungen, Verdrehungen und Verschiebungen von Flächengründungen siehe auch Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.1 „Flachgründungen“, 3.2.12.

Zu „2.5 Entwurf und Bemessung aufgrund von anerkannten Tabellenwerten“

A (3) Die in (1) genannten Voraussetzungen treffen insbesondere in folgenden Fällen zu:

- a) Der Bemessung von Baugrubenböschungen und einfachen Baugrubenkonstruktionen dürfen die Festlegungen der DIN 4124 zugrunde gelegt werden.
- b) Der Bemessung von Flächengründungen dürfen die im Abschnitt A 6.10 genannten Tabellenwerte für Bemessungswerte für Sohlwiderstände zugrunde gelegt werden.
- c) Bei der Festlegung von Böschungsneigungen dürfen anerkannte Tabellen und Nomogramme aus der Fachliteratur verwendet werden.

Zu „2.7 Beobachtungsmethode“

A ANMERKUNG zu (1) Die Beobachtungsmethode ist eine Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen (Prognosen) mit der laufenden messtechnischen Kontrolle des Bauwerkes und des Baugrundes während dessen Herstellung und gegebenenfalls auch während dessen Nutzung, wobei kritische Situationen durch die Anwendung geeigneter technischer Maßnahmen beherrscht werden müssen.

A (1a) Wenn das Versagen des Bauwerkes vorab nicht erkennbar ist bzw. sich nicht rechtzeitig ankündigt, dann ist die Beobachtungsmethode als Sicherheitsnachweis nicht anwendbar.

A (1b) Wenn die Messungen günstigere Verhältnisse als erwartet anzeigen, darf die Beobachtungsmethode auch zur Optimierung der Bemessung und des weiteren Bauablaufs verwendet werden.

A ANMERKUNG 1 zu (2)P Bei der Umsetzung der genannten Forderungen wird empfohlen, Bauherrschaft, geotechnische Beratung, Tragwerksplanung, Bauausführung und Bauaufsicht zu beteiligen.

A ANMERKUNG 2 zu (2)P Robuste Messverfahren mit ausreichender Genauigkeit und Zuverlässigkeit sind zu bevorzugen.

A (2) Der Bereich, in dem das Bauwerksverhalten voraussichtlich liegen wird, ist aufgrund der vorliegenden Erkundungsergebnisse rechnerisch zu ermitteln. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist eine rechnerische Prognose insbesondere mit den Zielen zu erstellen,

- das Baugrund- und Bauwerksverhalten in den Hauptmerkmalen zu verstehen,
- zu prüfen, ob die vorab festgelegten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit in den maßgebenden Bauzuständen eingehalten werden können,
- das Messprogramm angemessen planen zu können,
- die Wirkungsweise von bautechnischen Maßnahmen, die im Falle einer Überschreitung von Gebrauchstauglichkeitskriterien vorgesehen sind, beurteilen zu können.

Die rechnerische Prognose sollte durch Erfahrungen mit vergleichbaren Baumaßnahmen verbessert werden.

A ANMERKUNG zu 3(P) Zu Konzeption und Umfang von Überwachungsmaßnahmen und Kontrollmessungen siehe auch Abschnitt 4.

A ANMERKUNG zu (4)P Bei maßgebenden Bauzuständen sind die Messergebnisse und die Ergebnisse der rechnerischen Prognose miteinander zu vergleichen. Dabei ist zu überprüfen, inwieweit die in der Prognose verwendeten geometrischen Vorgaben, geotechnische Kenngrößen und sonstige Berechnungsannahmen noch zutreffen. Ergeben sich aufgrund der während des Baufortschrittes erlangten Erkenntnisse über das Bauwerk, den Baugrund sowie über die hydrogeologischen Verhältnisse Abweichungen von den ursprünglichen Annahmen, dann ist die rechnerische Prognose zu überarbeiten. Die jeweils neuesten Berechnungen sind als Prognose für die weitere Beurteilung zu verwenden. Bei starken Abweichungen zu den Messergebnissen sind deren Ursachen zu untersuchen. Abweichungen vom Plan sind zu dokumentieren.

A (6) Die Beobachtungsmethode kann bei Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad im Sinne der Geotechnischen Kategorie GK 3, insbesondere in folgenden Fällen zweckmäßig sein:

- Baumaßnahmen mit ausgeprägter Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung, z. B. Mischgründungen, Gründungsplatten, nachgiebige verankerte Stützwände;
- Baumaßnahmen mit erheblicher und veränderlicher Wasserdruckeinwirkung, z. B. Trogbauwerke oder Ufereinfassungen im Tidegebiet;
- komplexe Wechselwirkungssysteme bestehend aus Baugrund, Baugrubenkonstruktion und angrenzender Bebauung;
- Baumaßnahmen, bei denen Porenwasserdrücke die Standsicherheit herabsetzen können;
- Baumaßnahmen an Hängen.

Zu „2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht“

A ANMERKUNG zu (3) Die Erstellung des geotechnischen Entwurfsberichtes nach 2.8 und die Erstellung des geotechnischen Untersuchungsberichtes nach 3.4 können in einer Hand liegen, sofern die dafür erforderliche Sachkunde und Erfahrung vorliegen. Liegen sie in verschiedenen Händen, sollte der Bauherr die Zuständigkeitsbereiche abgrenzen.

A (3a) Im geotechnischen Entwurfsbericht ist auf den Geotechnischen Bericht nach DIN 4020:2010-12, A 7.1 und Bild A 7.1 Bezug zu nehmen.

A (3b) Annahmen, die auf Grundlage von Entscheidungsspielräumen der vorliegenden Norm getroffen werden, sind darzustellen und zu begründen. Hierzu gehören insbesondere

- gegebenenfalls Abweichungen von den nach DIN EN 1997-2 und DIN 4020 angegebenen geotechnischen Kenngrößen, z. B. Auswahl von Parametern, Übertragung von örtlicher Erfahrung;
- Festlegung von Bemessungssituationen und Sicherheitsbeiwerten;
- Auswahl der Berechnungsverfahren, z. B. Auswahl von Methode und statischem System;
- Auswertung von Bauteilversuchen, z. B. Verzicht auf Pfahlprobelastungen;
- gegebenenfalls Notwendigkeit, Angemessenheit und Hinlänglichkeit der Beobachtungsmethode nach 2.7 zu begründen.

DIN 1054:2010-12

Zu „3 Geotechnische Unterlagen“

Zu „3.1 Allgemeines“

A 3.1.2 Nichtbindige Böden

A (1) Die grobkörnigen Böden der Bodengruppen GE, GW, GI, SE, SW und SI nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als nichtbindig bezeichnet.

A (2) Die gemischtkörnigen Böden der Bodengruppen GU, GT, SU und ST sowie im Einzelfall auch GU*, GT*, SU* und ST* nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden den nichtbindigen Böden zugeordnet, wenn der Feinkorn-Massenanteil das Verhalten des Bodens nicht bestimmt, z. B. wegen fehlender Plastizität.

A 3.1.3 Bindige Böden

A (1) Die feinkörnigen Böden der Bodengruppen UL, UM und UA sowie TL, TM und TA nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als bindig bezeichnet.

A (2) Die gemischtkörnigen Böden der Bodengruppen GU*, GT*, SU* und ST* sowie im Einzelfall auch GU, GT, SU und ST nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden den bindigen Böden zugeordnet, wenn der Feinkorn-Massenanteil das Verhalten des Bodens bestimmt, z. B. durch seine Plastizität.

A 3.1.4 Organische und organogene Böden

A (1) Böden der Bodengruppen HN, HZ und F nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als organische Böden bezeichnet.

A (2) Nichtbindige Böden nach A 3.1.2 bzw. bindige Böden nach A 3.1.3 werden als Böden mit organischen Beimengungen bezeichnet, wenn der Massenanteil organischer Beimengungen (Glühverlust) bei nichtbindigen Böden mehr als 3 %, bei bindigen mehr als 5 % beträgt. Dem entsprechen die Böden der Bodengruppen OU, OT und OH nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4.

A (3) Böden der Bodengruppen OU, OT und OH nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als organogen bezeichnet.

A ANMERKUNG zu A 3.1.2 bis A 3.1.4 Die in A 3.1.2 bis A 3.1.4 verwendete Einteilung der Böden in nichtbindige, bindige und organische bzw. organogene Böden dient der einfachen Unterscheidung in der Baupraxis. Soweit eine genauere Einteilung erforderlich ist, z. B. bei der Festlegung von geotechnischen Kenngrößen, ist die Benennung und Beschreibung in Übereinstimmung mit DIN EN ISO 14688-1 maßgebend.

Zu „3.2 Geotechnische Untersuchungen“

Zu „3.2.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 3.2.1 Zur Planung von Baugrunduntersuchungen siehe DIN EN 1997-2 und ergänzend dazu DIN 4020.

A ANMERKUNG zu (1)P und (2)P Angaben zu Probennahme sind in DIN EN 1997-2:2010-10, 3.4, 3.5 und zu Grundwassermessstellen in 3.6 enthalten.

Zu „3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen“

Zu „3.3.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu (1) Zur Durchführung und Auswertung von Feld- und Laborversuchen zur Bestimmung der nachfolgend aufgeführten geotechnischen Kenngrößen siehe DIN EN 1997-2:2010-10, Abschnitte 4 und 5. Hierzu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart“

A ANMERKUNG zu 3.3.2 Der Praxis entsprechend werden alle Festgesteine mit dem Sammelbegriff „Fels“ benannt, alle Lockergesteine mit dem Sammelbegriff „Boden“.

A (3) Die Bodenarten sind auf der Grundlage von DIN EN ISO 14688-1 zu beschreiben, nach DIN 4023 darzustellen und nach DIN EN ISO 14688-2 und DIN 18196 zu klassifizieren.

A (4) Die Felsarten sind auf der Grundlage von DIN EN ISO 14689-1 zu beschreiben und nach DIN 4023 darzustellen.

A (5) Zur Kennzeichnung der Boden- und Felsarten dürfen die Kurzformen nach DIN 4023 verwendet werden.

Zu „3.3.3 Wichte“

A ANMERKUNG zu (1)P Zum Einfluss von Strömungskräften siehe 9.3.1.6.

A (3) Die charakteristischen Werte der Wichte dürfen als Mittelwerte festgelegt werden, wenn das Tragwerk wenig empfindlich gegen Änderungen der ständigen Einwirkungen ist. Ist das Tragwerk gegen solche Änderungen empfindlich, insbesondere beim Nachweis der Grenzzustände EQU in Form des Abhebens oder UPL und HYD in Form von Aufschwimmen und hydraulischem Grundbruch, dann sind neben den Mittelwerten auch untere charakteristische Werte der Wichte festzulegen. In Sonderfällen, z. B. bei Zwängungen kann es auch erforderlich sein, obere charakteristische Werte der Wichte festzulegen.

A (4) Um charakteristische Werte der Wichte zur Ermittlung von Einwirkungen infolge von Eigenlasten des Bodens oder von Erddruck festzulegen, darf auf Erfahrungswerte nach DIN 1055-2 im Rahmen des dort genannten Anwendungsbereichs zurückgegriffen werden.

Zu „3.3.6 Scherfestigkeit“

A (5) Als charakteristische Werte der Scherfestigkeit dürfen in Anlehnung an 2.4.5.2 (2)P in der Regel vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes zugrunde gelegt werden. Zur Anwendung von oberen oder unteren charakteristischen Werten siehe 2.4.5.2 (5) und (6)P.

A (6) Die Kapillarkohäsion eines nichtbindigen Bodens darf nur dann berücksichtigt werden, wenn sie nicht durch vollständiges Austrocknen oder durch Überfluten des Baugrundes, z. B. infolge Ansteigens des Grundwassers oder infolge Wasserzulaufs von oben, verloren gehen kann.

A (7) Die Kohäsion eines bindigen Bodens darf nur dann berücksichtigt werden, wenn der Boden eine mindestens weiche Konsistenz aufweist und wenn verhindert wird, dass er seine Zustandsform, z. B. durch Verwitterung, durch Aufweichen oder beim Auftauen nach einer Frostperiode, gegenüber seinem ursprünglichen Zustand ungünstig ändert. Aufgefüllter Boden muss mindestens einen Verdichtungsgrad nach DIN 18127 von $D_{Pr} = 0,97$ aufweisen. Sind diese Anforderungen nicht oder nur teilweise erfüllt, dann darf die Kohäsion nur aufgrund besonderer Untersuchungen angesetzt werden.

A (8) Treten nichtbindige und bindige Bodenarten oder verschiedene bindige Bodenarten in geschichteter Form auf, so sind die Werte der ungünstigeren Bodenarten zugrunde zu legen, sofern keine genauere Untersuchung angestellt wird.

DIN 1054:2010-12

A (9) Bei der Übertragung der im Versuch an Proben ermittelten Scherfestigkeit auf das Verhalten der gesamten Bodenmasse ist zu berücksichtigen, dass die Scherfestigkeit bindiger und felsartiger Böden durch Haarrisse oder Klüfte sowie durch Einlagerungen schwach bindiger oder nichtbindiger Böden stark herabgesetzt sein kann. Außerdem können durch Verwerfungen und geneigte Schichtfugen bestimmte Gleitflächen vorgegeben sein.

A (10) Bei bindigen Bodenschichten ist zu prüfen, ob ein Porenwasserüberdruck auftreten kann. Porenwasserüberdruck kann bei Änderungen des Spannungszustands entstehen, z. B. bei Belastung des Bodens durch Aufbringen einer zusätzlichen Auflast oder durch die Erhöhung der Eigenlast des Bodens als Folge einer Absenkung des Grundwassers. Er nimmt mit zunehmender Konsolidierung des Bodens wieder ab. Sofern keine genaueren Untersuchungen zur zeitlichen Veränderung des Porenwasserdruckes angestellt werden, sollte die Berechnung sowohl mit den Scherparametern $\varphi_{u,k}$ und $c_{u,k}$ des undränierten Bodens für den Anfangszustand als auch mit den Scherparametern φ'_k und c'_k des dränierten Bodens für den Endzustand durchgeführt werden. Bei zyklischer oder dynamischer Einwirkung ist zu berücksichtigen, dass durch Anstieg des Porenwasserdruckes eine Entfestigung oder sogar eine Verflüssigung des Bodens auftreten kann.

A (11) Bei der Festlegung charakteristischer Werte der Scherfestigkeit zur Ermittlung von Einwirkungen infolge von Eigenlasten des Bodens oder von Erddruck dürfen die Erfahrungswerte nach DIN 1055-2 im Rahmen des dort genannten Anwendungsbereichs einbezogen werden.

Zu „3.3.7 Boden-Steifigkeit“

A (3) Die Steifigkeit von Boden und Fels darf im Grenzzustand GEO-2 und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) durch charakteristische Werte

- in Form von vorsichtigen Schätzwerten der Mittelwerte von Steifigkeitsparametern bzw.
 - durch obere und untere charakteristische Werte von Steifigkeitsparametern
- erfasst werden. Vorbelastung und Alterung des Bodens sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

A (4) In Zweifelsfällen ist mit oberen und unteren charakteristischen Werten zu rechnen.

Zu „3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels“**Zu „3.3.9.1 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation des Bodens“**

A ANMERKUNG zu (3) Zum Schätzen der Durchlässigkeit auf Grund der Kornverteilung ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „3.3.10.4 Gewichtssondierung“

A ANMERKUNG zu (2) Für diese Versuchsart liegen in Deutschland kaum Erfahrungen vor.

Zu „3.3.10.5 Pressiometer-Versuch“

A (3) Der Versuch liefert ein Steifigkeitsprofil für die erbohrten Bodenschichten. Die Bewertung der Standsicherheit von Gründungen ist mit den daraus abgeleiteten Kenngrößen allein jedoch nicht möglich.

Zu „3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht“**Zu „3.4.1 Anforderungen“**

A (1a) Bei Bauvorhaben der Geotechnischen Kategorie GK 1 bedarf es keines Geotechnischen Untersuchungsberichts. Jedoch muss in einem Geotechnischen Bericht nach DIN 4020 schriftlich niedergelegt werden, dass die in A 2.1.2.2 aufgeführten Bedingungen eingehalten sind.

A (1b) Der Geotechnische Untersuchungsbericht muss im Geotechnischen Bericht nach DIN 4020 enthalten sein.

A ANMERKUNG zu (3) Die Erstellung des geotechnischen Untersuchungsberichts mit den Ergänzungen nach DIN 4020 und die Erstellung des geotechnischen Entwurfsberichts nach 2.8 können in einer Hand liegen, sofern die dafür erforderliche Sachkunde und Erfahrung vorliegen.

Zu „3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde“

A ANMERKUNG zu (2) Siehe DIN EN 1997-2:2010-10, 6.2.

Zu „3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde“

A ANMERKUNG zu (2) Siehe DIN EN 1997-2:2010-10, 6.3.

Zu „4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung“

Zu „4.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu (4) Siehe auch 2.7.

A ANMERKUNG zu (5)P Siehe auch 2.7.

Zu „4.2 Bauüberwachung“

Zu „4.2.2 Beaufsichtigung und Kontrolle“

A ANMERKUNG zu (8) Bestandsunterlagen sollten immer für die Nutzungsdauer des Bauwerks aufbewahrt werden.

Zu „4.5 Kontrollmessungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Siehe auch 2.7.

A ANMERKUNG zu (10) Siehe auch 2.7.

Zu „6 Flächengründungen“

Zu „6.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 6.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 6.1 (1)P und (2), sind nachfolgend in A 6.1.1 eingeordnet.

A 6.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A ANMERKUNG zu 6.1.1 Unter 6.1.1 sind ausschließlich Texte der DIN EN 1997-1 erfasst.

A 6.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Baumaßnahmen mit Flach- und Flächengründungen in eine Geotechnische Kategorie sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrads der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar. Die Einstufung der Baumaßnahmen in die Geotechnische Kategorie GK 1 oder GK 2 setzt voraus, dass baugrund- und grundwasserbezogene Kriterien nicht die Einstufung in eine höhere Kategorie erfordern.

DIN 1054:2010-12

A (2) Baumaßnahmen mit folgenden Merkmalen dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Einzel- und Streifenfundamente von Bauwerken entsprechend A 2.1.2.2 A (16c), bei denen die Voraussetzungen für den vereinfachten Tragfähigkeitsnachweis nach A 6.10.1 A (1) a) bis c) erfüllt sind;
- Gründungsplatten für maximal zweigeschossige gut ausgesteifte Bauwerke.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören Baumaßnahmen mit üblichen Einzelfundamenten, Streifenfundamenten und Fundamentplatten, soweit sie nicht in die Geotechnische Kategorie GK 1 eingestuft werden dürfen.

A (4) Folgende Merkmale erfordern die Einstufung der Baumaßnahmen in die Geotechnische Kategorie 3:

- Bauwerke mit besonders hohen Lasten, z. B. Einzellasten über 10 MN;
- Gründungen für Brücken mit großen Spannweiten, z. B. über 40 m, und mit statisch unbestimmt gelagerten Überbauten, die bei Setzungsunterschieden der Stützen und Widerlager maßgebende Zwangsbeanspruchungen erfahren; auch für integrale Brücken;
- Maschinenfundamente mit hohen dynamischen Lasten;
- Gründungen für hohe Türme wie Sendemasten und Industrieschornsteine;
- ausgedehnte Plattengründung auf Baugrund mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Grundriss;
- Gründungen neben bestehenden Gebäuden, wenn die in DIN 4123:2000-09, 7.1, 8.1 und 9.1 angegebenen Voraussetzungen nicht zutreffen;
- Gründung eines Bauwerkes bei teils hoch, teils tief liegender Gründungsebene oder mit unterschiedlichen Gründungselementen;
- Kombinierte Pfahl-Plattengründung.

Zu „6.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“

A (2) Sofern die Frostsicherheit der Sohlflächen von Gründungen nicht auf andere Weise nachgewiesen wird, muss der Abstand von der dem Frost ausgesetzten Fläche bis zur Sohlfläche der Gründung mindestens 0,80 m betragen.

Zu „6.5 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „6.5.1 Gesamtstandsicherheit“

A ANMERKUNG zu 6.5.1 (2)P Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist nach DIN EN 1997-1/NA:2010-12 zu 2.4.7.3.4.1 (1)P das Nachweisverfahren 3 (GEO-3) anzuwenden.

Zu „6.5.2.1 Allgemeines“

A (4) Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist bei Einzel- und Streifenfundamenten unter Bauteilen sowie bei flach gegründeten Stützwänden für jedes Fundament einzeln zu führen. Bei Flächengründungen, Trägerrostfundamenten, bei Einzel- und Streifenfundamenten mit geringem gegenseitigen Abstand sowie bei Einzel- und Streifenfundamenten, die durch einen steifen Überbau zu Fundamentgruppen verbunden sind und über die gesamte Grundfläche des Bauwerks als einheitlicher Gründungskörper wirken, kann es in Sonderfällen, z. B. bei geneigtem Gelände oder bei einer tiefer liegenden weichen Bodenschicht, erforderlich sein, zusätzlich den Nachweis der Grundbruchsicherheit für das Gesamtbauwerk zu führen. Dieser Nachweis darf gegebenenfalls auch in Form des Nachweises der Gesamtstandsicherheit nach Abschnitt 11 geführt werden.

Zu „6.5.2.2 Rechnerisches Verfahren“

A (1) Für die Grundbruchberechnung sind die in DIN 4017 genannten Verfahren anzuwenden.

A ANMERKUNG zu A (1) Beim Nachweis gegen Grundbruch ist nach DIN EN 1997-1/NA:2010-12 zu 2.4.7.3.4.1 (1)P das Nachweisverfahren 2 anzuwenden (GEO-2). In der zugehörigen Gleichung (2.7b) in 2.4.7.3.3 ist vorgesehen, dass die Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_F multipliziert werden. Dieser ist mit $\gamma_F = 1$ anzusetzen, da nach 2.4.7.3.2 A (1d) im Regelfall die Beanspruchungen faktorisiert werden [siehe Anmerkung zu 2.4.7.3.3 (1) und auch B.3 (6)]. Dies bedeutet, dass bei der Ermittlung des Grundbruchwiderstands die Exzentrizität und die Lastneigung aus den charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen ermittelt werden, siehe A (9).

A (8) Der charakteristische Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ ist in der Regel nach DIN 4017 unter Berücksichtigung von Neigung und Ausmittigkeit der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchung in der Sohlfläche nach A 6.3.2 zu ermitteln. Wahlweise ist es auch zulässig, unmittelbar die Bemessungswerte E_d der Gesamtbeanspruchung nach 2.4.6.1, in der Folge also die daraus resultierende Lastneigung und Lastexzentrizität für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands zu verwenden.

A ANMERKUNG 1 zu A (8) In DIN 4017:2006-03, 7.2, ist die Größe $R_{n,k}$ als R_n bezeichnet.

A ANMERKUNG 2 zu A (8) Das wahlweise genannte Vorgehen liegt auf der sicheren Seite. Es führt in der Regel zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen.

A (9) Der Bemessungswert R_d des Grundbruchwiderstands ergibt sich aus dem charakteristischen Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Grenzzustand GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.3 zu entnehmen.

$$R_d = R_{n,k} / \gamma_{R,v} \quad \text{A (6.1a)}$$

Dabei ist

$R_{n,k}$ die normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstands (R_n nach DIN 4017:2006-03, 7.2) aus charakteristischen Bodenkenngrößen.

A (10) Bei der Ermittlung der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen 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 bzw. repräsentative Beanspruchung aus den Einwirkungen nach 2.4.2. Außerdem darf sie mit Rücksicht auf die Verschiebungen beim Wecken des Erdwiderstands höchstens mit 50 % des charakteristischen Erdwiderstands, der mit einem Erddruckneigungswinkel $\delta = 0$ zu ermitteln ist, angesetzt werden.

A (11) Bei Ringfundamenten ist die Ringbreite für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands maßgebend.

A (12) Bei Fundamentgründungen mit durchbrochener Sohlfläche dürfen die äußeren Abmessungen als maßgebend angenommen werden, solange die Summe der Aussparungen nicht mehr als 20 % der gesamten umrissenen Sohlfläche ausmacht.

Zu „6.5.2.4 Verwendung vorgegebener zulässiger Sohlwiderstände“

A ANMERKUNG zu 6.5.2.4 Nachfolgend sind die Begriffe „zulässiger Sohlldruck“ und „zulässiger Sohlwiderstand“ zu verstehen als „Bemessungswerte des Sohlwiderstands“.

A ANMERKUNG zu 6.5.2.4 (1) Die Empfehlung zur Ermittlung von Bemessungswerten des Sohlwiderstands bei Flächengründungen auf Fels nach Anhang G wird eingeschränkt auf die in A 6.10.4 angegebenen Regelungen.

DIN 1054:2010-12

A (2) Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands dürfen nach Maßgabe von A 6.10 angewandt werden. Dabei wird nachgewiesen, dass die Bemessungswerte $\sigma_{E,d}$ der Sohldruckbeanspruchung höchstens so groß sind wie die Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands.

Zu „6.5.3 Gleitwiderstand“

ANMERKUNG 1 zu 6.5.3 (2)P Beim Nachweis gegen ein Versagen durch Gleiten ist nach 2.4.7.3.4.3 A (1) das Nachweisverfahren 2 anzuwenden (GEO-2).

ANMERKUNG 2 zu 6.5.3 (2)P H_d ist die Resultierende aller tangentialen Bemessungseinwirkungen in der Sohlfläche bzw. einer anderen Prüffläche

A (8) Es ist die Gleichung (6.3b) unter Berücksichtigung der Anmerkung anzuwenden:

$$R_d = V_k' \cdot \tan \delta_k / \gamma_{R,h} \quad \text{A (6.3c)}$$

A ANMERKUNG zu 6.5.3 (10) Der kritische Reibungswinkel ist der Reibungswinkel nach großen Scherwegen.

A (10) Sofern der Sohlreibungswinkel δ nicht eigens ermittelt wird, darf bei Ortbetonfundamenten anstelle des kritischen Reibungswinkels der charakteristische Reibungswinkel ϕ_k' angesetzt werden, jedoch darf ein Wert von 35° nicht überschritten werden. Dies gilt auch bei vorgefertigten Fundamenten, wenn die Fertigteile im Mörtelbett verlegt werden. Bei vorgefertigten glatten Fundamenten ohne Mörtelbett ist als charakteristischer Sohlreibungswinkel $\delta_k = 2/3 \phi_k'$ zu verwenden.

A (11) Es ist die Gleichung (6.4b) anzuwenden.

A ANMERKUNG zu 6.5.3 (13) Da Saugspannungen nicht sicher nachgewiesen werden können, sollte stets von der Bildung einer klaffenden Fuge ausgegangen werden.

A (14) Bei in Gleitrichtung ansteigender Sohlfläche ist — wie bei Fundamenten mit einem Sporn — zusätzlich eine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten in Bruchflächen nachzuweisen, die nicht in der Sohlfläche des Fundamentes, sondern durch den Boden verlaufen. Für die Berechnung des Bemessungswertes R_d des Gleitwiderstands ist dann die folgende Gleichung A (6.6) maßgebend.

$$R_d = (V_k' \cdot \tan \phi_k' + A \cdot c_k') / \gamma_{R,h} \quad \text{A (6.6)}$$

A (15) Der Nachweis der Gleitsicherheit ist bei Einzel- und Streifenfundamenten unter Bauteilen sowie bei flach gegründeten Stützkonstruktionen für jedes Fundament einzeln zu führen. Bei Flächengründungen, Trägerrostfundamenten sowie bei Einzel- und Streifenfundamenten, die zu Fundamentgruppen verbunden sind und als einheitlicher Gründungskörper wirken, darf der Nachweis der Gleitsicherheit für das Gesamtbauwerk geführt werden.

A (16) Sofern beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten an der Stirnseite des Fundamentkörpers eine Bodenreaktion angesetzt wird, ist zur Bestimmung ihrer Größe zunächst der charakteristische Wert $R_{p,k}$ der Komponente des Erdwiderstands parallel zur Sohlfläche zu bestimmen. Der Erdwiderstand sollte mit dem Erddruckneigungswinkel $\delta = 0$ berechnet werden. Der größte zulässige Bemessungswert $R_{p,d}$ ergibt sich aus dem charakteristischen Erdwiderstand $R_{p,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Grenzzustand GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.3 zu entnehmen.

$$R_{p,d} = R_{p,k} / \gamma_{Ep} \quad \text{A (6.7)}$$

Zu „6.5.4 Stark exzentrische Belastung“

A ANMERKUNG zu 6.5.4 (1)P Bei Beachtung von A (3) und A 6.6.5 werden die genannten Ausmittigkeiten (Exzentrizitäten) nicht überschritten.

A (3) Bei Flach- und Flächengründungen ist die Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (Grenzzustand EQU) nachzuweisen. Obwohl eine Drehachse innerhalb des Fundamentes zu erwarten ist, darf der Nachweis näherungsweise nach Gleichung 2.4 durch Vergleich destabilisierender und stabilisierender Bemessungsgrößen der Einwirkungen bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt werden. Zusätzlich müssen die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit nach A 6.6.5 erbracht werden.

A ANMERKUNG 1 zu A (3) Die tatsächliche Kippkante wandert mit abnehmender Steifigkeit und Scherfestigkeit des Untergrunds zunehmend in die Fundamentfläche hinein. Daher ist der Nachweis um die Fundamentkante allein nicht ausreichend. Der Nachweis der klaffenden Fuge, der in A 6.6.5 als Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Verdrehung) geregelt wird, stellt sicher, dass die Sohldruckreaktion bei charakteristischen bzw. repräsentativen Lasten in einem erfahrungsgemäß ausreichend großen Fundamentbereich wirkt. Für diesen gedrückten Fundamentbereich wird außerdem ein Grundbruchversagen durch Anwendung von 6.5.2 ausgeschlossen.

A ANMERKUNG 2 zu A (3) Häufig wird die Abmessung von stark exzentrisch belasteten Fundamenten durch den unter A (3) genannten Nachweis bestimmt. Die derart gefundenen Abmessungen sind dann gleichzeitig ausreichend groß, um bei der Bauteilbemessung eine Gleichgewichtsgruppe von Bemessungseinwirkungen – einschließlich Sohldruckreaktion – am Fundament berücksichtigen zu können.

A (4) Für den Nachweis der Standsicherheit (Gleiten, Kippen, Grundbruch) eines ausreichend tief in den Untergrund einbindenden Fundamentkörpers, der durch Momente und Horizontallasten beansprucht wird, darf ein Kräftepaar aus beidseitigen Bodenreaktionen angesetzt werden. Die Größe des Kräftepaars darf aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Bemessungswerte der Einwirkungen abgeleitet werden, wobei die Randbedingung

$$E_{p, \text{mob}} \leq 0,25 \cdot E_{p, k} \quad \text{A (6.7)}$$

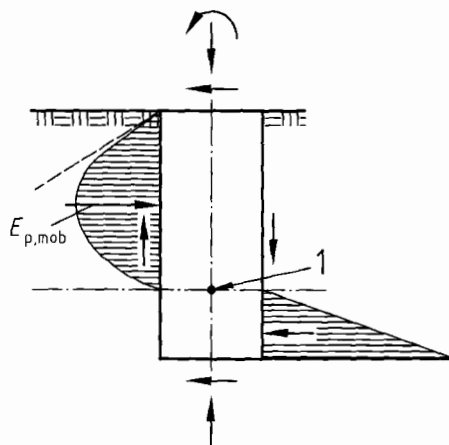
eingehalten werden sollte, siehe Bild A 6.1, wobei $E_{p, k}$ bis zur Tiefe des Drehpunkts ermittelt werden darf.

Dabei ist

$E_{p, \text{mob}}$ der mobilisierte Anteil des charakteristischen Erdwiderstands;

$E_{p, k}$ der charakteristische Erdwiderstand.

A ANMERKUNG zu A (4) Die Größe der drei in Bild A 6.1 dargestellten horizontal wirkenden Reaktionskräfte im Boden ergibt sich außer aus den Gleichgewichtsbedingungen aus Überlegungen zur Mobilisierung von Sohldruckkräften und Erdwiderstand, einschließlich eines Abbaus vom Erdrückdruck auf den aktiven Erddruck. Die horizontale Sohldruckkraft kann in der Regel bereits bei sehr kleinen Verformungen mobilisiert werden. Zusätzlich können eine Exzentrizität der vertikalen Sohldruckkraft sowie Wandreibungskräfte auftreten.



Legende

- 1 Drehpunkt (etwa im unteren Drittelpunkt)
 $E_{p, \text{mob}}$ der mobilisierte Anteil des charakteristischen Erdwiderstands

Bild A 6.1 — Aufnahme einer stark exzentrischen Belastung durch ein Kräftepaar aus mobilisiertem Erdwiderstand

DIN 1054:2010-12

Zu „6.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

Zu „6.6.1 Allgemeines“

A (5) Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die Hinweise zu den Einwirkungen in 2.4.8 zu beachten.

Zu „6.6.2 Setzung“

A (3) Die Größe der Setzungen von Flach- und Flächengründungen soll auf der Grundlage der DIN 4019 (alle Teile) ermittelt werden, soweit die dort genannten Voraussetzungen erfüllt sind.

A (17) Bei nichtbindigen Böden sind regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen bei der Ermittlung der Setzungen zu berücksichtigen. Bei der Ermittlung von Konsolidationssetzungen bindiger Böden dürfen veränderliche Einwirkungen vernachlässigt werden, deren Einwirkungszeit wesentlich kleiner ist als die zum Ausgleich des Porenwasserüberdrucks erforderliche Zeit.

A (18) Bei zyklisch wirkenden Lasten sind hinsichtlich der damit verbundenen Setzungen, insbesondere bei wassergesättigten, bindigen Böden, besondere Untersuchungen durchzuführen, gegebenenfalls im Rahmen der Beobachtungsmethode, siehe 2.7.

A (19) Die rechnerischen Setzungen der einzelnen Gründungselemente eines Gebäudes oder anderer baulicher Anlagen sind unter Berücksichtigung der Konstruktion des Tragwerks und seiner Funktion zu beurteilen (siehe z. B. EVB).

A (20) Sofern die Setzungen bei der Bemessung des Tragwerks berücksichtigt werden sollen, sind sie

— sowohl als charakteristische Werte in Form von vorsichtigen Schätzwerten des Mittelwerts (wahrscheinliche Setzungen)

— als auch als kleinste und größte zu erwartende (mögliche) Setzungen,

anzugeben.

A (21) Wird die Tragfähigkeit der Gründung mit den Tabellenwerten nach dem vereinfachten Nachweis nach A 6.10 nachgewiesen, dann ist damit zu rechnen, dass bei mittig belasteten Fundamenten die in A 6.10.2.1 A (3) angegebenen Setzungen auftreten werden. Bei einer Erhöhung des Bemessungswerts des Sohldruckwiderstands nach A 6.10.2.2 A (2) bzw. nach A 6.10.3.2 sind die zu erwartenden Setzungen entsprechend der in Anspruch genommenen Erhöhung zu vergrößern.

A 6.6.5 Fundamentverdrehung und Begrenzung einer klaffenden Fuge

A (1) Die maßgebende Sohldruckresultierende ergibt sich als resultierende charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung in der Sohlfläche aus der ungünstigsten Kombination der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen für die Bemessungssituationen BS-P und gegebenenfalls BS-T entsprechend 2.2. Maßgebend ist die größte Ausmittigkeit.

A (2) Bei Gründungen auf nichtbindigen und bindigen Böden darf in der Sohlfläche infolge der aus ständigen Einwirkungen resultierenden charakteristischen Beanspruchung keine klaffende Fuge auftreten. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn die Sohldruckresultierende innerhalb der 1. Kernweite liegt (bei Rechteckfundamenten: schraffierte Fläche in Bild A 6.2).

A (3) Die Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden bei ständigen und veränderlichen Einwirkungen darf höchstens so groß werden, dass die Gründungssohle des Fundaments noch bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet bleibt (2. Kernweite). Bei Fundamenten, deren Grundriss einen rechteckigen oder kreisförmigen Vollquerschnitt hat, muss somit die resultierende charakteristische bzw. repräsentative

Beanspruchung infolge der ungünstigsten Kombination der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen die Sohlfäche innerhalb eines Bereiches schneiden, der

— beim rechteckigen Vollquerschnitt nach Bild A 6.2 durch die Ellipse

$$\left(\frac{x_e}{b_L}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_B}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad \text{A (6.8)}$$

— beim kreisförmigen Vollquerschnitt durch einen Kreis mit dem Radius

$$r_e = 0,59 \cdot r \quad \text{A (6.9)}$$

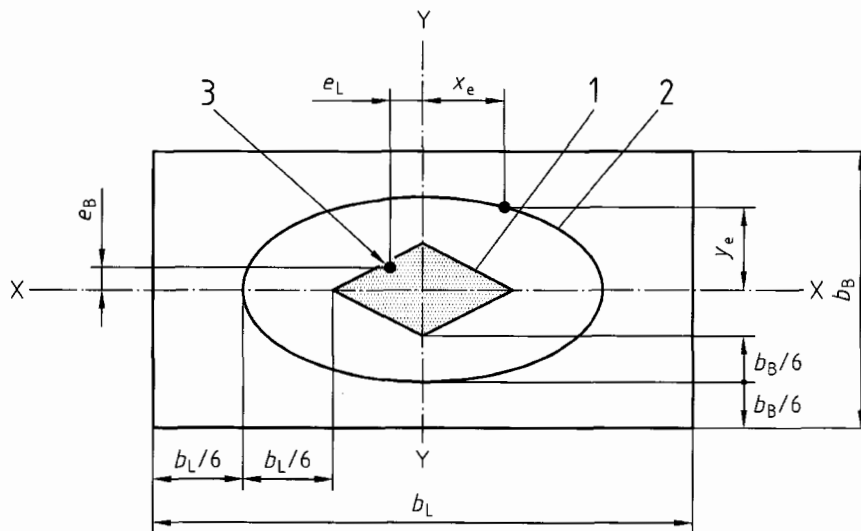
begrenzt ist.

Dabei ist

e_L, e_B die Ausmittigkeiten der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchung in der Sohlfäche in Richtung der Fundamentachsen x und y mit den höchstzulässigen Werten x_e und y_e ;

b_L, b_B die dazugehörigen Fundamentbreiten;

r der Radius bei kreisförmigen Fundamenten.



Legende

- 1 1. Kernweite
- 2 2. Kernweite
- 3 Angriffspunkt der resultierenden charakteristischen Beanspruchung

**Bild A 6.2 — Grundriss eines rechteckigen Fundamentes;
Bezeichnungen bei zweiachsiger Ausmittigkeit**

A (4) Bei Einhaltung der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden nach A (3) darf angenommen werden, dass bei Einzel- und Streifenfundamenten auf mindestens mitteldicht gelagertem nichtbindigem Boden bzw. mindestens steifem bindigem Boden keine unzuträglichen Verdrehungen des Bauwerkes auftreten.

DIN 1054:2010-12

A (5) Liegen Hinweise dafür vor, dass ungleichmäßige Setzungen der Gründung oder von Teilen der Gründung zu Schäden am Bauwerk oder an dessen Umgebung führen können, dann sind die Verdrehungen in Anlehnung an 6.6.3 zu ermitteln.

A 6.6.6 Verschiebungen in der Sohlfläche

A (1) Bei Flach- und Flächengründungen darf der Nachweis gegen unzuträgliche Verschiebungen des Fundaments in der Sohlfläche als erbracht angesehen werden, wenn

- beim Nachweis der Gleitsicherheit nach 6.5.3 auf der Stirnseite des Fundaments keine Bodenreaktion angesetzt wird oder
- bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden bzw. bei mindestens steifen bindigen Böden
 - nicht mehr als zwei Drittel des charakteristischen Gleitwiderstands in der Fundamentsohle sowie
 - nicht mehr als ein Drittel des charakteristischen Erdwiderstands vor der Stirnseite des Fundamentkörpers

zur Herstellung des Gleichgewichts der charakteristischen bzw. repräsentativen Kräfte parallel zur Sohlfläche erforderlich sind.

A (2) Sofern

- der Erdwiderstand vor der Stirnseite des Gründungskörpers in höherem Maße in Anspruch genommen wird als in A (1) angegeben oder
- der Boden nicht den unter A (1) genannten Anforderungen entspricht,

ist nachzuweisen, dass bei Ansatz der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte der ständigen und der regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen sowie infolge der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte der seltenen oder einmaligen planmäßigen Einwirkungen keine unzuträglichen Verschiebungen des Fundaments in der Sohlfläche der Flach- oder Flächengründung auftreten.

Zu „6.7 Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“

A (2) Wenn die zugehörigen Voraussetzungen vorliegen, sollen Bemessungswerte des Sohlwiderstandes nach A 6.10.4 ermittelt werden.

Zu „6.8 Bemessung der Bauteile von Flächengründungen“

A (1) Grenzzustände des Versagens innerhalb der Bauteile der Flächengründungen müssen nach

DIN EN 1992 bis DIN EN 1996 und DIN EN 1999 nachgewiesen werden.

A ANMERKUNG zu 6.8 (3) Zur Berechnung biegeweicher Gründungen siehe DIN-Fachbericht 130 [10]. Zur Berechnung kombinierter Pfahl-Platten-Gründungen siehe 7.6.1.1 A (5).

A (3) Sohlplatten, die unter Auftrieb stehen, sind für die ungünstigste Kombination der Bemessungswerte der Auflasten ($G_d = \gamma_G \cdot G_k$ und $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_{rep}$) sowie für den Bemessungswert des Sohlwasserdrucks (W_d) in den Grenzen für günstige Wirkung bei niedrigstem Wasserstand ($\gamma_{G,inf} \cdot W_{k,min}$) und ungünstige Wirkung bei höchstem Wasserstand ($\gamma_G \cdot W_{k,max}$) zu bemessen. Die resultierende Sohlwasserdruckreaktion ($N_{d,res}$) ergibt sich dann aus dem Gleichgewicht der Vertikallasten unter Berücksichtigung der Baugrundreaktion:

$$N_{d,res} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{rep} - W_d \quad \text{A (6.10)}$$

Um bei nichtlinearen Effekten im Baugrund (lokales Plastifizieren des Baugrunds am Rand der Platte, Entstehen von Bereichen, in denen Zugspannungen ausgeschlossen werden müssen, nichtlineares Last-Setzungs-Verhalten) sicherzustellen, dass die Baugrundreaktion etwa im Bereich der charakteristischen Beanspruchung ermittelt werden, wird in solchen Fällen empfohlen, die Baugrundreaktion in einem Lastniveau der charakteristischen Einwirkungen zu berechnen. Dazu sind die veränderlichen repräsentativen Lasten um einen Faktor γ_Q/γ_G zu erhöhen und danach z. B. mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens, des Steifemodulverfahrens oder von Finite-Element-Berechnungen eine resultierende Sohldruckreaktion $N_{k,res}$ zu errechnen:

$$N_{k,res} = G_k + \gamma_Q/\gamma_G \cdot Q_{rep} - W_k \quad \text{A (6.11)}$$

Die Berechnung ist sowohl für $W_{k,max}$ als auch für $W_{k,min}$ durchzuführen. Nach Ermittlung von $N_{k,res}$ ergibt sich $N_{d,res}$ aus Multiplikation mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G .

A 6.10 Vereinfachter Nachweis in Regelfällen

A 6.10.1 Allgemeines

A (1) Die Nachweise für die Grenzzustände Grundbruch und Gleiten sowie der Gebrauchstauglichkeit (Nachweis der Setzungen) dürfen durch die Verwendung von Erfahrungswerten für den Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands ersetzt werden, sofern folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

- Die Fundamentsohle ist waagrecht und die Geländeoberfläche sowie die Schichtgrenzen verlaufen annähernd waagrecht.
- Der Baugrund weist bis in eine Tiefe unter der Gründungssohle, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht, mindestens aber bis in 2,0 m Tiefe eine ausreichende Festigkeit auf; hierzu siehe A 6.10.2.1 A(4) bei nichtbindigem Boden bzw. A 6.10.3.1 A (4) bei bindigem Boden.
- Das Fundament wird nicht regelmäßig oder überwiegend dynamisch beansprucht. In bindigen Schichten entsteht kein nennenswerter Porenwasserüberdruck.
- Eine stützende Wirkung des Bodens vor dem Fundament darf nur in Rechnung gestellt werden, wenn sein Verbleib durch konstruktive oder andere Maßnahmen sichergestellt ist.
- Die Neigung der charakteristischen bzw. repräsentativen Sohldruckresultierenden hält die Bedingung $\tan \delta = HIV \leq 0,2$ ein.

A ANMERKUNG zu A (1) e) Wahlweise ist es auch zulässig, die Neigung der Sohldruckresultierenden aus der Bemessungsbeanspruchung zu ermitteln. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite und kann zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen führen.

- Die Bedingungen hinsichtlich der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden für charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchungen nach 6.6.5 sind eingehalten.
- Der Nachweis gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen entsprechend 6.5.4 A (3) ist erfüllt.

A (2) Ausreichende Sicherheiten gegen Grundbruch und bauwerksverträgliche Setzungen dürfen als nachgewiesen angesehen werden, wenn die Bedingung

$$\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d} \quad \text{A (6.12)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

$\sigma_{E,d}$ der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung nach A (3).

$\sigma_{R,d}$ der Bemessungswert des Sohlwiderstands nach A (4).

DIN 1054:2010-12

A (3) Der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung ergibt sich aus der ungünstigsten Einwirkungskombination. Hierfür kommen folgende Wege in Frage:

- Sofern die Schnittgrößen mit charakteristischen bzw. repräsentativen Werten der Einwirkungen ermittelt wurden, ergibt sich der Bemessungswert $\sigma_{E,d}$ der Sohldruckbeanspruchung aus den charakteristischen bzw. repräsentativen Vertikalbeanspruchungen $N_{G,k}$ und $N_{Q,k}$ bzw. $N_{Q,rep}$, multipliziert mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q für Grenzzustände GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.1 zu entnehmen.
- Sofern die Schnittgrößen mit Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt wurden, ergibt sich der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung aus dem Bemessungswert der Vertikalbeanspruchung $V_d = N_d$.

A ANMERKUNG 1 zu A (3) Die Ermittlung der Ausmittigkeit mit Bemessungswerten liegt auf der sicheren Seite und kann zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen führen.

Bei ausmittiger Lage der Sohldruckresultierenden darf nur derjenige Teil A' der Sohlfläche angesetzt werden, für den die resultierende charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung im Schwerpunkt steht, also bei Rechteckfundamenten mit den Seitenlängen b_L und b_B und zugeordneten Ausmittigkeiten e_L und e_B die Fläche (siehe Bild A 6.2):

$$A' = b_L' \cdot b_B' = (b_L - 2 \cdot e_L) \cdot (b_B - 2 \cdot e_B) \quad \text{A (6.13)}$$

Als maßgebende Sohldruckbeanspruchung ist in diesem Fall die Spannung anzusetzen, die sich aus der Division der Vertikalbeanspruchung durch die reduzierte Sohlfläche A' ergibt.

A ANMERKUNG 2 zu A (3) Wegen der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Beanspruchungen ergibt sich auf der Basis charakteristischer bzw. repräsentativer Werte der Beanspruchungen eine günstigere Bemessung als auf der Basis von entsprechenden Bemessungswerten.

A (4) Der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands ergibt sich nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3, gegebenenfalls erhöht nach A 6.10.2.2 bzw. A 6.10.3.2 oder vermindert nach A 6.10.2.3, A 6.10.2.4, bzw. A 6.10.3.3.

A (5) Ist die Einbindetiefe auf allen Seiten des Gründungskörpers $d > 2,00$ m, so darf der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3 um die Spannung erhöht werden, die sich aus der 1,4-fachen Bodenentlastung ergibt, die sich aus der über 2 m hinausgehenden Tiefe ergibt. Dabei darf der Boden weder vorübergehend noch dauernd entfernt werden, solange die maßgebende Beanspruchung vorhanden ist.

A (6) Die in A 6.10.2.1 und A 6.10.3.1 angegebenen Setzungen beziehen sich auf allein stehende Fundamente mit mittiger Belastung; sie können sich bei gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente vergrößern. Bei ausmittig belasteten Fundamenten treten Verdrehungen auf, die nach 6.6.5 nachgewiesen werden müssen, sofern sie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wesentlich beeinflussen.

A 6.10.2 Nichtbindiger Boden**A 6.10.2.1 Bemessungswert des Sohlwiderstands**

A (1) Der unter den in A 6.10.1 genannten Voraussetzungen bei

- einem Boden mit mittlerer Festigkeit nach A (4) und
- senkrechter Richtung der Sohldruckbeanspruchung

für Streifenfundamente maßgebende Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf in Abhängigkeit von der tatsächlichen Fundamentbreite b bzw. von der reduzierten Fundamentbreite b' den Tabellen A 6.1 und A 6.2 entnommen werden.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Tabellenwerte sind für die Bemessungssituation BS-P ermittelt worden, die Anwendung für die Bemessungssituation BS-T liegt auf der sicheren Seite. Der mit zunehmender Fundamentbreite ebenfalls zunehmende Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ nach Tabelle A 6.1 ist auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit ermittelt worden, der ab b bzw. $b' > 1,00$ m mit zunehmender Fundamentbreite abnehmende Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ nach Tabelle A 6.2 auf der Grundlage einer Begrenzung der Setzungen.

A (2) Bei den Tabellen A 6.1 und A 6.2 dürfen Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden. Wenn bei ausmittiger Belastung die kleinere reduzierte Seitenlänge $b' < 0,50$ m wird, dürfen die Tabellenwerte hierfür geradlinig extrapoliert werden.

A (3) Für mittige Belastung gilt:

- Die auf der Grundlage der Tabelle A 6.1 bemessenen Fundamente können sich bei Fundamentbreiten bis 1,50 m um etwa 2 cm, bei breiteren Fundamenten ungefähr proportional zur Fundamentbreite stärker setzen;
- die auf der Grundlage der Tabelle A 6.2 bemessenen Fundamente können sich um ein Maß setzen, das bei Fundamentbreiten bis 1,50 m etwa 1 cm, bei breiteren Fundamenten etwa 2 cm nicht übersteigt.

A (4) Die für die Anwendung des Bemessungswerts $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.1 und A 6.2 geforderte mittlere Festigkeit darf angenommen werden, wenn eine der in Tabelle A 6.3 angegebenen Bedingungen eingehalten ist. Maßgebend ist jeweils der Mittelwert der gemessenen Werte von Lagerungsdichte D , Verdichtungsgrad D_{Pr} oder Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde innerhalb des in A 6.10.1 A (1) b) beschriebenen Bodenbereiches.

Tabelle A 6.1 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit mit den Voraussetzungen nach Tabelle A 6.3

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands					
	kN/m ²					
	b bzw. b'					
m	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
0,50	280	420	560	700	700	700
1,00	380	520	660	800	800	800
1,50	480	620	760	900	900	900
2,00	560	700	840	980	980	980
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30 \text{ m} \leq d \leq 0,50 \text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30 \text{ m}$	210					
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.						

DIN 1054:2010-12

Tabelle A 6.2 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer Begrenzung der Setzungen mit den Voraussetzungen nach Tabelle A 6.3

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ² b bzw. b'					
	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
0,50	280	420	460	390	350	310
1,00	380	520	500	430	380	340
1,50	480	620	550	480	410	360
2,00	560	700	590	500	430	390
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30 \text{ m} \leq d \leq 0,50 \text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30 \text{ m}$	210					
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.						

Tabelle A 6.3 — Voraussetzungen für die Anwendung der Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.1 und A 6.2 bei nichtbindigem Boden

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,30$	$\geq 95 \%$	$\geq 7,5$
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,45$	$\geq 98 \%$	$\geq 7,5$

A (5) In den Fällen, die durch die Tabellen A 6.1 und A 6.2 nicht erfasst sind, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.2.2 Erhöhung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

A (1) Bei Fundamenten mit mindestens 0,50 m Breite und 0,50 m Einbindetiefe ist es zulässig, den nach A 6.10.2.1 ermittelten Bemessungswert des Sohlwiderstands, wie nachstehend angegeben, zu erhöhen und gegebenenfalls die einzelnen Erhöhungen zu addieren.

A (2) Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_B / b_L < 2$ bzw. $b_B' / b_L' < 2$ und bei Kreisfundamenten darf der in den Tabellen A 6.1 und A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 20 % erhöht werden. Für die auf der Grundlage des Grundbruchs ermittelten Werte (Tabelle A 6.1) gilt dies aber nur dann, wenn die Einbindetiefe größer ist als $0,60 \cdot b$ bzw. $0,60 \cdot b'$.

A (3) Der in den Tabellen A 6.1 und A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf um bis zu 50 % erhöht werden, wenn sich bis in die in A 6.10.1 (1) b) angegebene Tiefe nachweisen lässt, dass der Boden eine hohe Festigkeit aufweist. Dies ist der Fall, wenn eine der in Tabelle A 6.4 genannten Bedingungen erfüllt ist. Maßgebend ist jeweils der Mittelwert der gemessenen Werte von Lagerungsdichte D , Verdichtungsgrad D_{Pr} oder Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde innerhalb des in A 6.10.1 (1) b) beschriebenen Bodenbereichs.

Tabelle A 6.4 — Voraussetzungen für die Erhöhung der Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach A 6.10.2.2 A (3) bei nichtbindigem Boden

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,50$	$\geq 98 \%$	≥ 15
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,65$	$\geq 100 \%$	≥ 15

A 6.10.2.3 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands bei Grundwasser

A (1) Der in Tabelle A 6.1 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands gilt für den Fall, dass der Abstand zwischen Grundwasserspiegel und Gründungssohle mindestens so groß ist wie die maßgebende Fundamentbreite b_b bzw. b_b' nach A 6.10.1 A (3). Liegt der Grundwasserspiegel in Höhe der Gründungssohle, dann ist der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach Tabelle A 6.1 um 40 % zu verringern.

A (2) Ist der Abstand zwischen dem maßgebenden Grundwasserspiegel und der Gründungssohle kleiner als die maßgebende Fundamentbreite b bzw. b' , dann darf zwischen dem um 40 % abgeminderten und dem nicht abgeminderten Bemessungswert des Sohlwiderstands in Abhängigkeit von der maßgebenden Spiegelhöhe geradlinig interpoliert werden.

A (3) Liegt der Grundwasserspiegel über der Gründungssohle, dann reicht die Abminderung der in Tabelle A 6.1 angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstands um 40 % nur dann aus, wenn die Einbindetiefe größer ist als 0,80 m und außerdem größer ist als die Fundamentbreite b . Sofern diese beiden Voraussetzungen nicht erfüllt werden, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A (4) Der in Tabelle A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands gilt für den Fall, dass er nicht größer ist als der verminderte Bemessungswert des Sohlwiderstands auf der Grundlage einer ausreichenden Sicherheit gegen Grundbruch nach Tabelle A 6.1. Maßgebend ist der kleinere Wert.

A 6.10.2.4 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands infolge von waagerechten Beanspruchungen

A (1) Bei Fundamenten, bei denen außer der resultierenden senkrechten Sohldruckbeanspruchung V_k auch eine waagerechte Komponente H_k angreift, ist der in Tabelle A 6.1 auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit angegebene, gegebenenfalls nach A 6.10.2.2 erhöhte bzw. nach A 6.10.2.3 verminderte Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands wie folgt abzumindern:

- mit dem Faktor $(1 - H_k/V_k)$, wenn H_k parallel zur langen Fundamentseite wirkt und das Seitenverhältnis $b_L / b_B \geq 2$ bzw. $b_L' / b_B' \geq 2$ ist;
- mit dem Faktor $(1 - H_k/V_k)^2$ in allen anderen Fällen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (1) Es ist zulässig, anstelle des Verhältnisses H_k/V_k das Verhältnis H_d/V_d zu verwenden. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite und führt in der Regel zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen.

A (2) Der in Tabelle A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf unverändert verwendet werden, solange er nicht größer ist als der herabgesetzte, auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit in Tabelle A 6.1 angegebene Wert. Maßgebend ist der kleinere Wert.

A 6.10.3 Bindiger Boden**A 6.10.3.1 Bemessungswert des Sohlwiderstands**

A (1) Der unter den in A 6.10.1 genannten Voraussetzungen bei bindigem Baugrund von Streifenfundamenten Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 entnommen werden. Die Sohldruckbeanspruchung darf senkrecht oder geneigt angreifen.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Tabellenwerte sind für die Bemessungssituation BS-P ermittelt worden, die Anwendung für die Bemessungssituation BS-T liegt auf der sicheren Seite.

Tabelle A 6.5 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf reinem Schluff (UL nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m bei steifer bis halbfester Konsistenz oder einer mittleren einaxialen Druckfestigkeit $q_{u,k} > 120 \text{ kN/m}^2$

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²
0,50	180
1,00	250
1,50	310
2,00	350

ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Tabelle A 6.6 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf gemischtkörnigem Boden (SU*, ST, ST*, GU*, GT* nach DIN 18196; z. B. Geschiebemergel) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	210	310	460
1,00	250	390	530
1,50	310	460	620
2,00	350	520	700
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700

ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Tabelle A 6.7 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf tonig schluffigem Boden (UM, TL, TM nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	170	240	390
1,00	200	290	450
1,50	220	350	500
2,00	250	390	560
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700

ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Tabelle A 6.8 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ für Streifenfundamente auf Tonboden (TA nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	130	200	280
1,00	150	250	340
1,50	180	290	380
2,00	210	320	420
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700

ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

A (2) Die Werte in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 sind nicht auf Bodenarten anwendbar, bei denen ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüsts zu befürchten ist, z. B. auf Lössboden.

A (3) Die Anwendung der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 genannten Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands kann bei mittig belasteten Fundamenten zu Setzungen in der Größenordnung von 2 cm bis 4 cm führen.

A (4) Die für die Anwendung des Bemessungswertes $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 geforderte Festigkeit des Bodens muss durch folgende Untersuchungen ermittelt werden:

- Entweder muss aus Laborversuchen nach DIN EN 1997-2:2010-10, 5.5.7 oder aus Handversuchen nach DIN EN ISO 14688-1:2003-01, 5.14 die Zustandsform (Konsistenz) bestimmt werden;
- oder es muss die einaxiale Druckfestigkeit nach DIN EN 1997-2:2010-10, 5.8.4 ermittelt werden.

DIN 1054:2010-12

Ergeben sich bei mehreren Versuchen unterschiedliche Werte der Zustandsform oder der einaxialen Druckfestigkeit, dann ist jeweils der Mittelwert innerhalb des in A 6.10.1 A (1) b) beschriebenen Bodenbereichs maßgebend.

A (5) Sofern Versuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens vorliegen, darf die einaxiale Druckfestigkeit q_u näherungsweise mit $\varphi_u = 0$ aus dem Ansatz

$$q_{u,k} = 2 \cdot c_{u,k} \quad \text{A (6.14)}$$

ermittelt werden.

A (6) In den Fällen, die durch die Tabellen A 6.5 bis A 6.8 nicht erfasst sind, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.3.2 Erhöhung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_L / b_B < 2$ bzw. $b_L' / b_B' < 2$ und bei Kreisfundamenten darf der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 angegebene bzw. der nach A 6.10.3.3 für größere Fundamentbreiten ermittelte Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 20 % erhöht werden.

A 6.10.3.3 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

A (1) Bei Fundamentbreiten zwischen 2 m und 5 m muss der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 10 % je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden.

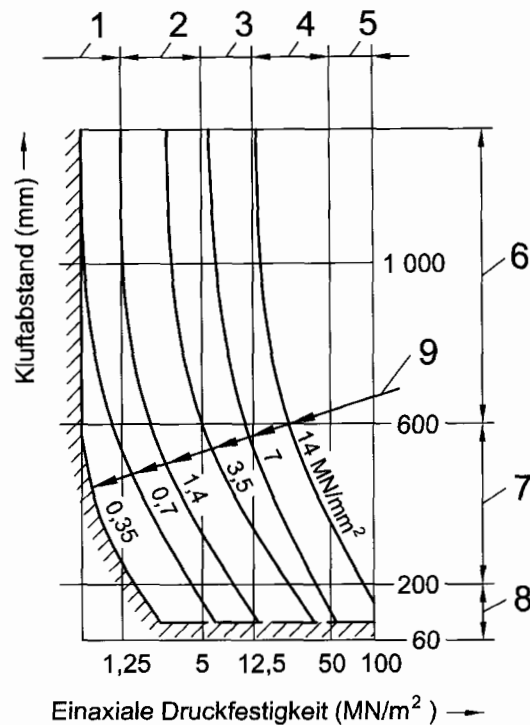
A (2) Bei Fundamentbreiten von mehr als 5 m müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.4 Fels

A (1) Besteht der Baugrund aus gleichförmigem beständigem Fels in ausreichender Mächtigkeit, so dürfen Fundamente mit der Annahme eines Bemessungswertes $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands bemessen werden. Der für quadratische Fundamente maßgebende Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit und vom Kluftabstand des Gebirges dem Diagramm in Bild A 6.3 entnommen werden. Die Einstufung als beständiger Fels ist gegeben, wenn die folgenden Felseigenschaften erfüllt sind:

- Raumauffüllung: dicht oder porös (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, NA.4);
- mindestens mäßige Kornbindung (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, NA.5);
- in Wasser nicht veränderlich (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, 2.4.6);

Sofern die vorgenannten Felseigenschaften nicht vorliegen oder aufgrund eines Gehalts an Gips, Anhydrit, Salz oder quellfähigen Tonmineralen mit Quell- und Lösungserscheinungen zu rechnen ist, sind Einzelbetrachtungen erforderlich.



ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohlrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Legende

- 1 sehr mürb
- 2 mürb
- 3 mäßig mürb
- 4 mäßig hart
- 5 hart
- 6 weitständige Trennflächen (dickbankig)
- 7 mittelständige Trennflächen (mittelbankig)
- 8 engständige Trennflächen (dünnbankig)
- 9 Bemessungswert des Sohlwiderstands

Bild A 6.3 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für quadratische Einzelfundamente auf Fels

A ANMERKUNG zu A (1) Der Inhalt des Bildes A 6.3 ist modifizierter Teil des informativen Anhangs G aus DIN EN 1997-1:2009-09. Lokale Erfahrungen haben in der Regel Vorrang.

A (2) Der angegebene Bemessungswert des Sohlwiderstands gilt unter der Voraussetzung, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Setzungen in der Größenordnung von 0,5 % der kleineren Fundamentbreite zugelassen werden können. Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands bei anderen Setzungsvorgaben dürfen geradlinig interpoliert werden.

DIN 1054:2010-12

A 6.10.5 Künstlich hergestellter Baugrund

A (1) Wenn künstlich hergestellter Baugrund oder Schüttungen

- die unter A 6.10.1 A (1) genannten Voraussetzungen erfüllen und
- für bindige Schüttstoffe ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ im Mittel, mindestens aber 97 % als Untergrenze nachgewiesen wird,

dürfen die Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3 für Fundamente verwendet werden, die auf diesem Baugrund gegründet werden.

Zu „7 Pfahlgründungen“

Zu „7.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 7.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 7.1 (1)P bis (3)P, sind nachfolgend in A 7.1.1 eingeordnet.

A 7.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (1) Dieser Abschnitt gilt auch für Bohrpfähle, die nach DIN EN 1536 als Schlitzwandelemente ausgebildet sind.

A ANMERKUNG zu (2) Die deutschen Anwendungsregeln behandeln auch Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP), siehe A 7.6.2.8.

A (3) Weiterhin sind folgende Dokumente bei der Berechnung und Ausführung von Pfahlgründungen, sowie bei der Durchführung von Pfahlprobelastungen zu berücksichtigen:

DIN Fachbericht 129 (Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06);

E DIN 18538 (Anwendungsdokument zu DIN EN 12699:2001-05);

E DIN 18539 (Anwendungsdokument zu DIN EN 14199:2005-05);

DIN EN 12794 und DIN EN 1993-5.

A ANMERKUNG zu A (3) Für Pfahlgründungen liegt die EA-Pfähle [6] mit weiteren Hinweisen, auch zur Durchführung und Bewertung von Pfahlprobelastungen, vor.

A 7.1.2 Einstufung in die geotechnischen Kategorien

A (1) Bautechnische Maßnahmen mit Pfahlgründungen müssen in die Geotechnische Kategorie GK 2 oder die Geotechnische Kategorie GK 3 eingestuft werden. Bei der Einstufung sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Bei folgenden Maßnahmen oder Merkmalen darf die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Pfählen in die Geotechnische Kategorie GK 2 erfolgen:

- Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Druck aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.2.3;
- übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach A 2.4.2.1 A(8a);
- Einwirkungen auf Pfähle quer zur Pfahlachse am Pfahlkopf;
- Pfähle mit negativer Mantelreibung.

A (3) Bei folgenden Maßnahmen oder Merkmalen muss die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Pfählen in die Geotechnische Kategorie GK 3 erfolgen:

- erhebliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach A 2.4.2.1 A 8b) und A 2.4.2.1 A (8c);
- geneigte Zugpfähle mit einer Neigung flacher als 45°;
- Zugpfahlgruppen;
- verpresste Pfahlsysteme (Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699) als Verankerungselemente;
- Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Zug aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.3.3;
- Beanspruchung quer zur Pfahlachse aus Seitendruck oder Setzungsbiegung;
- hoch ausgelastete Pfähle in Verbindung mit sehr geringen zulässigen Setzungen;
- Pfähle mit einer Mantel- und/oder Fußverpressung;
- Kombinierte Pfahl-Plattengründungen.

Zu „7.2 Grenzzustände“

A ANMERKUNG zu (1)P Der Nachweis gegen Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung wird mit dem Nachweisverfahren 2 (GEO-2) geführt, siehe 2.4.7.3.4.3.

Zu „7.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

Zu „7.3.1 Allgemeines“

A (5) Die Nichtlinearität der Widerstands-Setzungs-Linie der Pfähle ist bei der Tragwerksberechnung zu beachten. Dazu darf vereinfachend aus der Sekante an die Widerstands-Setzungs-Linie für den wirkenden Lastbereich eine Federkonstante abgeleitet werden.

Zu „7.3.2.2 Negative Mantelreibung“

A ANMERKUNG zu (2) Weitergehende Angaben zur charakteristischen Größe der negativen Mantelreibung siehe [6].

A (7) Die Vorgehensweise nach (7) darf nur angewendet werden, wenn die Verformungen detailliert betrachtet werden und das erwartete Verschiebungsverhalten von Pfahl und Baugrund dies bestätigt. Beim Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit siehe auch 7.6.4.2 (1)P.

A ANMERKUNG zu A (7) Auch im Regelfall muss überprüft werden, ob Einwirkungen aus negativer Mantelreibung und aus veränderlichen Lasten gleichzeitig auftreten können. Dabei ist zu beachten, dass die negative Mantelreibung auch nach dem Abklingen der Bodensetzungen wirksam bleibt. Pfahlsetzungen, die nach dem Abklingen der Bodensetzungen eintreten, können zur Aufhebung der negativen Mantelreibung führen, wenn dabei ausreichend große Relativbewegungen zwischen Pfahlschaft und Boden stattfinden. Bodensetzungen, z. B. durch spätere Geländeauffüllungen, können die negative Mantelreibung erneut aktivieren. Das Zusammenwirken von negativer Mantelreibung und veränderlichen Lasten muss daher im Einzelfall beurteilt werden. Dabei ist im Zusammenhang mit diesen Verformungsnachweisen weiterhin zu unterscheiden zwischen den Pfahlsetzungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und den Pfahlsetzungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS).

Zu „7.3.2.4 Seitendruck“

A ANMERKUNG zu (3) Zur Berechnung des Seitendrucks auf Pfähle siehe [6].

DIN 1054:2010-12**Zu „7.4 Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“****Zu „7.4.1 Entwurfs- und Bemessungsverfahren“**

A (4) In den nachfolgend geforderten Nachweisen sind die Abmessungen, insbesondere Pfahlänge und Pfahldurchmesser, als Nennwerte anzusetzen.

Zu „7.4.2 Gesichtspunkte bei der Bemessung“

A ANMERKUNG zu (5) Zu Verschiebungen oder Erschütterungen benachbarter Bauten infolge der Pfahlherstellung siehe auch DIN 4150-1 bis DIN 4150-3. Die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens wird empfohlen.

Zu „7.5 Pfahlprobelastungen“**Zu „7.5.1 Allgemeines“**

A (3a) Bei axial zyklisch beanspruchten Pfahlgründungen mit erheblichen charakteristischen Schwell- und/oder Wechsellasten entsprechend A 2.4.2.1 A(8b) kann eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens eintreten. Die mögliche Verschlechterung nimmt tendenziell mit der Größe der Belastung und der Anzahl der Lastzyklen zu, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6]. Daher ist bei axial zyklischer Beanspruchung neben der statischen Pfahlprobelastung zur Ermittlung der charakteristischen Widerstandslinie zusätzlich die zyklische Beanspruchung wirklichkeitsgetreu im Gebrauchszustand im Hinblick auf die Lastspanne und soweit möglich die Anzahl der Lastzyklen nachzuahmen. Aber auch wenige Lastzyklen bei der Pfahlprobelastung können wichtige Hinweise auf ein gegenüber statischer Belastung verändertes Pfahltragverhalten liefern. Aus dieser Zusatzuntersuchung ist der charakteristische Pfahlwiderstand für zyklische Beanspruchung festzulegen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (3b) Das Tragverhalten von quer zur Pfalachse beanspruchten Pfählen nach 7.7 unter zyklischen Einwirkungen kann sich analog zu A (3a) ebenfalls stark verschlechtern, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6].

A (3c) Auf die axial oder quer beanspruchten zyklischen Pfahlprobelastungen darf verzichtet werden, wenn entsprechende Erfahrungswerte an vergleichbaren Pfählen vorliegen. Vergleichbar sind Pfähle, wenn gleiche Herstellung, gleiche Abmessungen, gleiche Böden und gleiche Belastung zugrunde liegen.

A (3d) Hinweise zum Tragverhalten von stoßartig belasteten Pfählen, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6].

A (3e) Für erheblich zyklisch, dynamisch oder wiederholt stoßartig beanspruchte Pfahlgründungen sollte im Hinblick auf Lageveränderungen eine regelmäßige Überwachung durchgeführt werden.

A (4) Diese Regelung gilt auch für die Ableitung des charakteristischen Zugwiderstands bei Zugpfählen.

A (5) Bei stark streuenden Baugrundverhältnissen innerhalb eines Baufeldes sind mehrere Pfahlprobelastungen durchzuführen, mit denen die jeweilige Tragfähigkeit der Pfähle in den Bereichen mit unterschiedlichen Baugrundeigenschaften zuverlässig eingegrenzt wird, siehe 7.6.2.2 A (10).

Zu „7.5.2.1 Belastungsverfahren“

A ANMERKUNG zu (1)P Zur Durchführung von statischen Pfahlprobelastungen siehe auch [6].

A (5) Die aufzubringende Versuchs- bzw. Prüfkraft sollte mindestens so gewählt werden, dass

$$P_p = F_{c,d} \cdot \chi \cdot \xi_1 \quad \text{bzw.} \quad F_{t,d} \cdot \chi_{s,t} \cdot \xi_1 \quad \text{A (7.1a)}$$

bzw. für verpresste Zugpfahlsysteme (verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699)

$$P_p = F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1 \cdot \eta_M \quad \text{A (7.1b)}$$

erreicht wird, mit ξ_1 nach Tabelle A 7.1 und η_M nach 7.6.3.2 A (3c).

Zu „7.5.2.3 Tragwerkspfähle“

A (3) Wenn Probepfähle als Tragwerkspfähle verwendet werden sollen, ist nachzuweisen, dass ihr durch die Pfahlprobelastung verändertes Verformungsverhalten für das Bauwerk unschädlich ist und dass sie unter der Prüflast keine Einbuße ihrer Tragfähigkeit erlitten haben.

Zu „7.5.3 Dynamische Pfahlprobelastungen“

A ANMERKUNG zu (1) Weitere Hinweise zu dynamischen Pfahlprobelastungen siehe [6].

A ANMERKUNG zu (2)P Die Definition, welche Verfahren als Stoßversuche oder dynamische Pfahlprobelastungen zu bezeichnen sind, enthält 7.6.2.4 A ANMERKUNG zu (1)P.

Zu „7.6 Axial beanspruchte Pfähle“

Zu „7.6.1.1 Bemessung nach Grenzzuständen“

A (1) Als Grundlage für die Grenzzustands-Nachweise sind die axialen Pfahlwiderstände von Einzelpfählen durch eine Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-)Linie zu beschreiben. Die Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-)Linie sollte aufgrund von Pfahlprobelastungen oder von Erfahrungen mit vergleichbaren Pfahlprobelastungen festgelegt werden. Dabei ist auch das Kriechen unter konstanter Last zu berücksichtigen.

A ANMERKUNG zu A (1) Für das dargelegte Vorgehen bei den Grenzzustands-Nachweisen von Pfahlgründungen ist es erforderlich — je nach gewähltem Verfahren zur Ermittlung der axialen Pfahlwiderstände — die für die Nachweise zugrunde zu legenden charakteristischen Pfahlwiderstände auf unterschiedliche Weise festzulegen.

- a) Auf der Grundlage von statischen Pfahlprobelastungen nach 7.6.2.2 und 7.6.3.2:
 - Zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit, nach 7.6.2.2 und 7.6.3.2, sind die jeweils maßgeblichen Messwerte der Pfahlprobelastungen heranzuziehen;
 - Zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 7.6.4 sind aus den Messwerten der Pfahlprobelastung eine oder mehrere charakteristische Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-) Linien abzuleiten. Der Gebrauchslastbereich reicht dabei je nach Pfahlsystem bis zu Pfahlsetzungen von etwa $0,035 \cdot D$ bzw. mindestens $s = 2$ cm. Für die Ableitung der charakteristischen Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-) Linien aus den Messwerten ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.
- b) Auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach 7.6.2.3 und 7.6.3.3:
 - Für Zugpfähle sollten nur in Ausnahmefällen Erfahrungswerte verwendet werden, wobei dann in der Regel Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend sind.
 - Für die Festlegung von Erfahrungswerten und für die Entscheidung über den Verzicht auf Pfahlprobelastungen für Zugpfähle ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.
- c) Auf der Grundlage von dynamischen Pfahlprobelastungen nach 7.6.2.4 oder Stoßversuchen nach 7.6.2.4, 7.6.2.5 und 7.6.2.6.

DIN 1054:2010-12**Zu „7.6.2.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (3)P Zur Pfahlgruppenwirkung siehe auch [6].

Zu „7.6.2.2 Grenzwert des Druckwiderstands aus statischen Pfahlprobelastungen“

A (1a) Für auf Druck beanspruchte Mikropfähle nach DIN EN 14199 sind

- an mindestens 3 % der vorgesehenen Anzahl der Pfähle,
- mindestens aber an $n = 2$ Pfählen

statische Pfahlprobelastungen durchzuführen. Die Ergebnisse von Zugversuchen an Mikropfählen dürfen zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Mikropfählen auf Druck herangezogen werden.

A (1b) Die innere Tragfähigkeit der Probepfähle muss so bemessen werden, dass die Prüfkraft z. B. nach 7.5.2.1 A (5), Gleichung A (7.1a) aufgebracht werden kann.

A (4) Bei Mikropfählen nach DIN EN 14199 müssen für die Pfahlprobelastung Pfähle mit gleichem Durchmesser wie die geplanten Tragwerkspfähle geprüft werden.

A (8) Bei der Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus statischen Pfahlprobelastungen sind die Streuungsfaktoren ξ_1 nach Tabelle A 7.1 anzuwenden. Dabei ist

- ξ_1 auf die Mittelwerte der bei statischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände und
- ξ_2 auf den Kleinstwert der bei statischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände

zu beziehen.

Tabelle A 7.1 — Streuungsfaktoren ξ_1 zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelastungen

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,35	1,25	1,15	1,05	1,00
ξ_2	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00

n ist die Anzahl der probelasteten Pfähle.

A (10) Sofern der Untergrund im Baufeld der geplanten Pfahlgründung stärkere Veränderungen bezüglich Schichtenaufbau und Eigenschaften aufweist, dürfen jeweils nur Bereiche mit einheitlichen Baugrundeigenschaften hinsichtlich der Anzahl der Probepfähle n separat betrachtet werden.

A (15) Liegen im Hinblick auf Pfahltyp und Baugrundverhältnisse vergleichbare Pfahlprobelastungen vor, so dürfen diese wie am Standort ausgeführte Pfahlprobelastungen entsprechend der Vorgehensweise nach (1) bis (14) behandelt werden. Die Vergleichbarkeit ist zu bestätigen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (16) Die Regelungen in A (15) gelten nicht für Mikropfähle nach DIN EN 14199 entsprechend Zu 7.6.2.2, A (1a).

Zu „7.6.2.3 Grenzwert des Druckwiderstands aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Ableitung von Pfahlwiderständen aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen sollte so vorgenommen werden, dass die axialen Pfahlwiderstände aus vergleichbaren Pfahlprobelastungen abzuleiten sind und die Vergleichbarkeit durch die Baugrundversuche zu belegen ist. Das Verfahren wird in [6] als „Axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten“ bezeichnet.

A (1) Sofern andere als in EA-Pfähle:2007, 5.4 [6] angegebene, an vergleichbaren Pfahlprobelastungen kalibrierte analytische oder numerische Verfahren für den vorgesehenen Anwendungsfall verwendet werden sollen, ist die Brauchbarkeit nachzuweisen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (8a) Bei diesen Verfahren dürfen die charakteristischen Werte für den Pfahlspitzenwert $q_{b,k}$ und der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ i. d. R. auf der Grundlage von aus Pfahlprobelastungen abgeleiteten Erfahrungswerten bestimmt werden. Die dabei für die verschiedenen Schichten als Beurteilungsgrundlage anzuwendenden Bodenkenngrößen sollten wie folgt vorliegen:

- bei nichtbindigen Böden: der mittlere Spitzenwert q_c der Drucksonde. Sofern nichtbindige Böden vorliegen, die den Einsatz der Drucksonde nicht zulassen, darf ersatzweise ein anderes Sondierverfahren verwendet werden, wenn dafür abgesicherte Korrelationen zu den Ergebnissen der Drucksonde vorliegen;
- bei bindigen Böden: die charakteristische Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens;
- bei Fels: die die charakteristische einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ bzw. Festigkeitsangaben nach A 6.10.4 und/oder Angaben zum Verwitterungsgrad.

Für die unterschiedlichen Pfahlarten dürfen die Erfahrungswerte der Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle:2007, 5.4 [6] verwendet werden. Die jeweilige Anwendbarkeit der Erfahrungswerte für den vorgesehenen Anwendungsfall für die verwendete Pfahlart ist zu begründen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (8b) Die verwendeten Erfahrungswerte bei Druckpfählen sollten für Bohrpfähle nach DIN EN 1536 und sofern beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gefordert, für Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699 zu einer vollständigen charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie führen, aus der die Widerstände sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ableitbar sind.

A (8c) Für Mikropfähle nach DIN EN 14199 sollten nur in begründeten Ausnahmefällen Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten verwendet werden, wobei i. d. R. der Pfahlfußwiderstand nicht in Ansatz gebracht werden darf. Der Regelfall für Mikropfähle sind statische Pfahlprobelastungen, siehe 7.6.2.2 A (1a).

A (9) Das Nachweisverfahren 3 ist in Deutschland im Zusammenhang mit der Ermittlung von Pfahlwiderständen nicht anzuwenden, siehe 2.4.7.3.4.3. und 7.2, A ANMERKUNG zu 1(P).

Zu „7.6.2.4 Grenzwert des Druckwiderstands aus Stoßversuchen und dynamischen Pfahlprobelastungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Stoßversuche und dynamischen Pfahlprobelastungen sind wie folgt zu unterscheiden:

- Stoßversuch: Verfahren zur Bestimmung statischer axialer Widerstände aus einer dynamischen Stoßbelastung (fallendes Gewicht, Rammbar, o. ä.):
 - 1) Auswertung durch einfache Rammformeln: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag, Hammerenergie, Pfahleigenschaften (Masse und Steifigkeit), empirische Werte für u. a. Boden, Ramm- und Pfahlsystem.
Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.
 - 2) Auswertung durch verbesserte Rammformeln: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag sowie gemessene maximale elastische Verformung am Pfahlkopf, Hammerenergie, Pfahleigenschaften (Masse und Steifigkeit), empirische Werte für u. a. Boden, Ramm- und Pfahlsystem.
Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

DIN 1054:2010-12

- 3) Auswertung durch Wellengleichungsverfahren: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag, Daten des Rammgerätes, einschließlich Futter und Rammhaube, Pfahleigenschaften (Querschnitt, Länge), empirische Werte für die elastische Grenzdehnung und Dämpfung des Bodens.

Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

- Dynamische Pfahlprobelastungen: Verfahren zur Messung der zeitabhängigen Kraft und Bewegung am Pfahlkopf während der Stoßdauer ($\ll 1$ s):

- 4) Dynamische Pfahlprobelastungen mit Auswertungen nach dem direkten Verfahren: Aus den Messkurven werden Einzelwerte der Kraft und der Geschwindigkeit abgelesen und mit einer Formel ausgewertet (z. B. CASE- oder TNO-Verfahren). Die Formel ist auf der Grundlage der Wellentheorie abgeleitet. Eingangsdaten sind außerdem Pfahlquerschnitt, Material und Länge.

Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

- 5) Dynamische Pfahlprobelastungen mit Auswertungen nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung: Mit Hilfe der gemessenen Kraft und Bewegungszeitverläufe am Pfahlkopf wird ein Modell des Pfahls im Boden iterativ bestimmt (z. B. CAPWAP- oder TNOWAVE-Verfahren). Eingangsdaten sind außerdem Pfahlquerschnitt, Material und Länge.

Ergebnis: Widerstands-Setzungs-Linie und Verteilung von Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand.

Weitere Hinweise zu den verschiedenen Verfahren, deren Anwendungsgrenzen und -bedingungen siehe EA-Pfähle:2007, 5.3 und 10 [6].

A (4) Zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobelastungen sind die Streuungsfaktoren ξ_i anzuwenden, die sich nach den in Tabelle A 7.2 und Bild A 7.1 genannten Regeln ergeben. Dabei ist

- ξ_5 auf den Mittelwert der bei dynamischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände und
- ξ_6 auf den Kleinstwert der bei dynamischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände

zu beziehen. Die Grundwerte der Streuungsfaktoren $\xi_{0,i}$ beziehen sich auf dynamische Pfahlprobelastungen, die nach dem direkten Verfahren ausgewertet und an statischen Pfahlprobelastungen auf dem gleichen Baufeld kalibriert werden. In allen anderen Fällen sind die Streuungsfaktoren ξ_i aus $\xi_{0,i}$ entsprechend a bis f der Tabelle A 7.2 und Bild A 7.1 zu ermitteln.

Tabelle A 7.2 — Grundwerte $\xi_{0,i}$ mit zugehörigen Erhöhungswerten und Modellfaktoren für Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 zur Ableitung charakteristischer Werte aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobelastungen

$\xi_{0,i}$ für $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
$\xi_{0,5}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_{0,6}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

n ist die Anzahl der probelasteten Pfähle.

a Zur Berechnung der Streuungsfaktoren ξ_i gilt: $\xi_i = (\xi_{0,i} + \Delta\xi) \cdot \eta_D$, siehe auch Bild A 7.1.

b Für den Erhöhungswert $\Delta\xi$ gilt:

- $\Delta\xi = 0$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren an statischen Pfahlprobelastungsergebnisse auf dem gleichen Baufeld;
- $\Delta\xi = 0,10$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren an statischen Pfahlprobelastungsergebnisse an einer vergleichbaren Baumaßnahme;
- $\Delta\xi = 0,40$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren aufgrund belegbarer oder allgemeiner Erfahrungswerte für Pfahlwiderstände z. B. aus [6]. Die Anwendung des direkten Verfahrens, wie z. B. Case- oder TNO-Verfahren ist nicht zulässig.

c Für den Modellfaktor η_D zur Berücksichtigung des Auswertverfahrens gilt:

- $\eta_D = 1,00$ bei direkten Auswertverfahren;
- $\eta_D = 0,85$ bei erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung.

d Wenn Tragwerke eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit haben, um Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, dürfen die Zahlenwerte von ξ_5 und ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

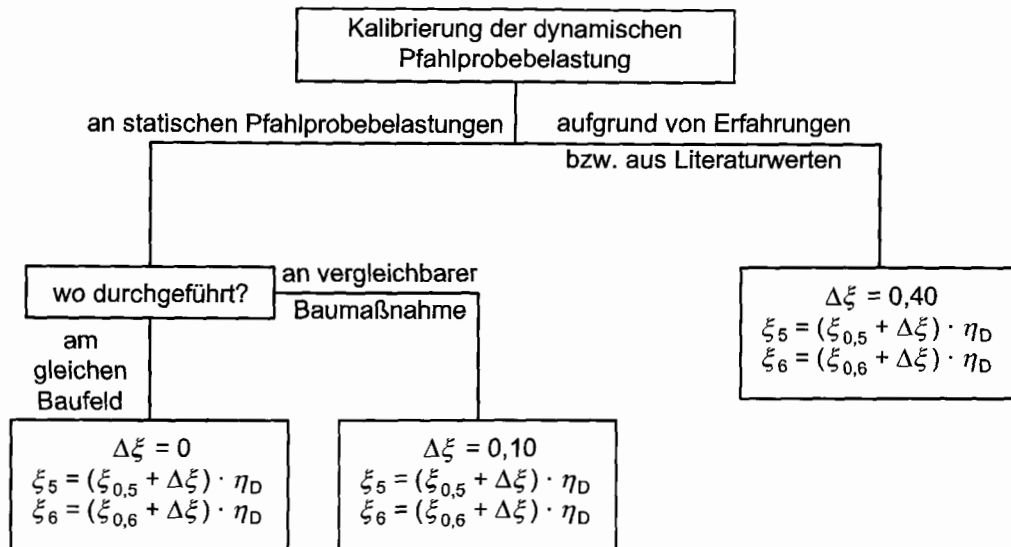
e Für den Modellfaktor η_D zur Berücksichtigung von Rammformeln gilt:

- $\eta_D = 1,05$ bei Anwendung der Wellengleichungsmethode;
- $\eta_D = 1,10$ bei Anwendung einer Rammformel mit Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Rammschlag;
- $\eta_D = 1,20$ bei Anwendung einer Rammformel ohne Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Rammschlag.

f Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollten bei der Wahl der Anzahl n von Versuchspfählen Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden. Dies gilt auch für Bereiche gleichartiger Baugrundverhältnisse innerhalb eines Baufeldes.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (4) Bild A 7.1 erläutert die Vorgehensweise nach Tabelle A 7.2. Für die Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobelastungen aus den Messwerten $R_{c,m}$ wird empfohlen, die in [6] vorgegebene Verfahrensweise einzuhalten.



Für den Modellfaktor gilt:

$$\eta_D = 1,00$$

für das direkte Verfahren;

$$\eta_D = 0,85$$

für das erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung;

$$\eta_D = 1,05 / 1,10 / 1,20$$

bei Anwendung von Rammformeln entsprechend Tabelle A 7-2, Fußnote e

Bei Tragwerken, die Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umlagern können, darf ξ_5 bzw. ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

Bild A 7.1 — Diagramm zum Vorgehen bei der Ableitung der Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 in Abhängigkeit von der Kalibrierung nach Tabelle A 7.2

A (5) Bezüglich der Anzahl der Probepfähle bei stärkeren Schwankungen der Untergrundbeschaffenheit siehe 7.6.2.2 A (10).

A (6) Bei Pfählen in bindigen Böden, die nicht wassergesättigt sind, sind die Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobelastungen grundsätzlich an statischen Pfahlprobelastungen auf dem gleichen Baufeld zu kalibrieren.

A (7) In wassergesättigten bindigen Böden können Porenwasserüberdrücke die gemessene Tragfähigkeit bei einer dynamischen Pfahlprobelastung erhöhen. Dynamische Pfahlprobelastungen dürfen daher nicht zur Ermittlung der charakteristischen Pfahltragfähigkeit herangezogen werden, wenn der Pfahlfuß oder die maßgebliche Mantelreibung in derartigen Böden liegt.

A (8) Werden auf einem Baufeld sowohl statische als auch dynamische Pfahlprobelastungen ausgeführt, sind zwei Fälle zu unterscheiden:

— Sind nach Anwendung der Streuungsfaktoren die charakteristischen Pfahlwiderstände allein aus der Auswertung der statischen Pfahlprobelastungen größer als diejenigen aus der Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen, dürfen die Ergebnisse allein der statischen Pfahlprobelastungen verwendet werden.

- Ergibt die Auswertung allein der dynamischen Belastungsversuche nach Anwendung der Streuungsfaktoren größere Tragfähigkeiten, so dürfen bei der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände Erhöhungen gegenüber den Ergebnissen der statischen Pfahlprobelastungen nur dann vorgenommen werden, wenn dies nachvollziehbar begründet wird. Dafür ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „7.6.2.5 Grenzwert des Druckwiderstands durch Anwendung von Rammformeln“

A (1) Die Anwendung von Rammformeln zur Bestimmung des Grenzwertes des Druckwiderstands darf nur in Ausnahmefällen angewendet werden, da mit der dynamischen Pfahlprobelastung eine genauere Methode zur Bestimmung des Widerstandes bei geringem Mehraufwand zur Verfügung steht. Bei Anwendung von Rammformeln ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „7.6.2.6 Grenzwert des Druckwiderstands mittels Analyse der Wellengleichung“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Methode der Analyse der Wellengleichung verwendet die Pfahl- und Hammerdaten sowie die Bodeneigenschaften als Eingangswerte, siehe 7.6.2.4, A ANMERKUNG zu (1)P, 3).

A (3) In diesem Fall muss die Methode der Wellengleichung die gemessenen Setzungen als Eingangswert verwenden, siehe 7.6.2.4, A ANMERKUNG zu (1)P, 3).

A 7.6.2.8 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

A (1) Beim Nachweis einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) im Grenzzustand GEO-2 ist der Bemessungswert des Gesamtwiderstands mit

$$R_{c,tot,d} = R_{c,tot,k} / \gamma_{R,v} \quad A (7.11)$$

zu bestimmen, wobei der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,v}$ nach A 2.4.7.6.3, Tabelle A 2.3, anzusetzen ist. Das verwendete Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Gesamtwiderstands $R_{c,tot,k}$ muss die Interaktion zwischen Baugrund, Sohlplatte und Pfählen in ausreichender Weise berücksichtigen. Ein Nachweis der Einzelelemente Sohlplatte oder Einzelpfähle im Grenzzustand GEO-2 darf entfallen.

A ANMERKUNG zu A (1) Da die Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Gesamtwiderstands einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung noch nicht genormt sind, ist die Anwendbarkeit dieser Gründungsform durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis, z. B. eine Zustimmung im Einzelfall, nachzuweisen. Zu den Berechnungsverfahren von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen siehe auch [7].

Zu „7.6.3 Widerstand bei Zug“

Zu „7.6.3.1 Allgemeines“

A (2) Wenn bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Zugbeanspruchung eine gleichzeitig wirkende charakteristische Druckbeanspruchung aus günstigen ständigen Einwirkungen angesetzt wird, ist diese mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf}$ nach Tabelle A 2.1 zu berücksichtigen.

A (3) Der für den Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen benötigte Bemessungswert der Beanspruchung $F_{t,d}$ ergibt sich nach Gleichung A (7.12a)

$$F_{t,d} = F_{t,G,k} \cdot \gamma_G + F_{t,Q,rep} \cdot \gamma_Q - F_{c,G,k} \cdot \gamma_{G,inf} \quad A (7.12a)$$

Dabei ist

$F_{t,G,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ständigen Einwirkungen;

γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1;

DIN 1054:2010-12

- $F_{t,Q,rep}$ der charakteristische bzw. repräsentative Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von möglichen ungünstigen veränderlichen Einwirkungen;
- γ_Q der Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1;
- $F_{c,G,k}$ der charakteristische Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung infolge von ständigen Einwirkungen;
- $\gamma_{G,inf}$ der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf}$ für günstige ständige Druckbeanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1.

A ANMERKUNG zu (4)P Das geometrische Modell für den angehängten Bodenblock nach DIN EN 1997-1:2009-09, Bild 7.1, sollte national nicht verwendet werden und stellt nur eine erläuternde weitere Möglichkeit dar, Kraftansätze vorzunehmen.

A (4a) Um eine ausreichende Sicherheit gegen Abheben eines unter Einwirkung von Zugkräften stehenden, mit Zugpfählen verankerten Gründungskörpers oder Bauwerkes zu erreichen, ist nachzuweisen, dass für den Grenzzustand UPL die Bedingung

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad A (7.12b)$$

erfüllt ist.

Dabei ist

- $G_{dst,k}$ der charakteristische Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{G,dst}$ der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $Q_{dst,rep}$ der charakteristische bzw. repräsentative Wert veränderlicher, destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,dst}$ der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende veränderliche Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $G_{stb,k}$ der untere charakteristische Wert stabilisierender ständiger, vertikaler Einwirkungen des Bauwerkes;
- $\gamma_{G,stb}$ der Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $G_{E,k}$ die charakteristische Gewichtskraft des an einer Zugpfahlgruppe angehängten Bodens.

A (4b) Die Gewichtskraft $G_{E,k}$ darf nach dem Ansatz

$$G_{E,k} = n_Z \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_Z \cdot \gamma \quad A (7.12c)$$

ermittelt werden.

Dabei ist neben den bereits definierten Größen:

- L die Länge der Zugpfähle;
- l_a das größere Rastermaß einer Pfahlgruppe;
- l_b das kleinere Rastermaß einer Pfahlgruppe;
- n_Z die Anzahl der Zugpfähle;
- γ die Wichte des angehängten Bodens;
- η_Z der Anpassungsfaktor, $\eta_Z = 0,80$.

Zum zugehörigen geometrischen Modell siehe Bild A 7.2. Es gilt auch für Randpfähle. Gegebenenfalls ist die Wichte γ ganz oder teilweise durch die Wichte γ' des unter Auftrieb stehenden Bodens zu ersetzen.

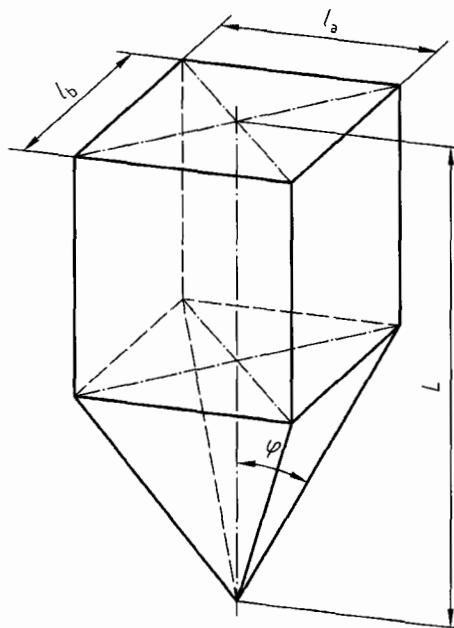


Bild A 7.2 — Geometrie des an einem Einzelpfahl angehängten Bodens einer Pfahlgruppe

A (6) Sowohl beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Herausziehen der Pfähle nach (1) und (2) als auch beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Abheben nach (4) darf die Mitwirkung von Scherkräften T_k nach A 10.2.2 berücksichtigt werden:

- a) Beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Herausziehen der Pfähle (Grenzzustand GEO-2) sind die Scherkräfte T_k entsprechend dem Ansatz

$$F_{t,d} = F_{t,G,k} \cdot \gamma_G + F_{t,Q,rep} \cdot \gamma_Q - (F_{c,G,k} + T_k) \cdot \gamma_{G,inf} \quad \text{A (7.12d)}$$

für die Ermittlung des Bemessungswertes der Zugbeanspruchungen als günstige ständige Druckbeanspruchung zu behandeln.

DIN 1054:2010-12

- b) Beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Abheben (Grenzzustand UPL) sind die Scherkräfte T_k entsprechend der Bedingung

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + (G_{E,k} + T_k) \cdot \gamma_{G,stb} \quad A (7.12e)$$

als stabilisierend wirkende ständige Einwirkungen zu behandeln.

Dabei ist neben den bereits definierten Größen

T_k der charakteristische Wert des Scherwiderstandes bzw. des Reibungswiderstandes, der sich um einen Bodenblock entwickelt, in dem eine Zugpfahlgruppe wirkt, oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk;

A ANMERKUNG zu (8)P Die verminderte Tragfähigkeit der Einzelpfähle durch Gruppenwirkung bei Zugpfahlgruppen ist näherungsweise durch den Nachweis der Sicherheit gegen Abheben des Bodenblocks mit abgedeckt.

A ANMERKUNG zu (9)P Siehe 7.5.1 (3) und A (3a) bis A (3c).

A ANMERKUNG zu (10) Siehe 7.5.1 (3) und A (3a) bis A (3c).

Zu „7.6.3.2 Grenzwert des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Pfahlprobelastungen“

A (3a) Für auf Zug beanspruchte Mikropfähle nach DIN EN 14199 sind immer

- an mindestens 3 % der vorgesehenen Anzahl der Pfähle,
- mindestens aber an $n = 2$ Pfählen

statische Probelastungen durchzuführen.

Bei sehr eng stehenden Pfählen sind Gruppenprüfungen in Anlehnung an 8.7 A (9) vorzusehen.

A (3b) Die innere Tragfähigkeit der Probelpfähle muss so bemessen werden, dass für die Pfahlprobelastungen eine Prüfkraft z.B. nach 7.5.2.1 A (5) aufgebracht werden kann.

A (3c) Für verpresste Zugpfahlsysteme (verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699) ist bei der Festlegung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstands $R_{t,d}$ der aus den Pfahlprobelastungen abgeleitete charakteristische Zugwiderstand $R_{t,k}$ durch den mit dem Modellfaktor η_M multiplizierten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{s,t}$ zu dividieren, so dass Gleichung A (7.13) gilt:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / (\gamma_{s,t} \cdot \eta_M) \quad A (7.13)$$

Der Modellfaktor ist bei einer Zugpfahlneigung gegen die Vertikale von 0° bis 45° $\eta_M = 1,00$ und bei einer Pfahlneigung von 80° $\eta_M = 1,25$. Bei Zugpfahlneigungen zwischen 45° und 80° darf der Modellfaktor η_M linear interpoliert werden.

Zu „7.6.3.3 Grenzwerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen“

A (1) Für die Ermittlung der Zugpfahlwiderstände aufgrund von Erfahrungswerten gilt 7.6.2.3 analog, wobei insbesondere die darin enthaltenden Einschränkungen bezüglich der Verfahren zu beachten sind. Für die Entscheidung über den Verzicht auf Pfahlprobelastungen für Zugpfähle ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich. Die Entscheidung über den Verzicht von Pfahlprobelastungen bei Zugpfählen sollte projektbezogen auf der Grundlage von vergleichbaren Zugpfahlprobelastungen begründet

werden. Die in [6] angegebenen Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung dürfen nicht ohne weitere Untersuchungen auf Zugpfähle angewendet werden.

A ANMERKUNG zu (6) Zur Pfahlmantelreibung aus Erfahrungswerten siehe 7.6.2.3 A (8a) bis A (8c).

A (7) Das Nachweisverfahren 3 ist in Deutschland im Zusammenhang mit der Ermittlung von Pfahlwiderständen nicht anzuwenden, siehe 2.4.7.3 4.3.

Zu „7.6.4 Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)“

Zu „7.6.4.1 Allgemeines“

A (1) Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind verformungsabhängige Pfahlwiderstände anzusetzen, siehe auch 7.6.1.1 A (1).

A (2) Grundlage der Ermittlung der charakteristischen Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen sollte die Auswertung von Pfahlprobelastungen oder eine Ermittlung über Erfahrungswerte sein, siehe auch EA-Pfähle:2007, 6.3 [6]. Rechenmodelle sollten nur in Ausnahmefällen verwendet werden, wenn diese anhand von Pfahlprobelastungen kalibriert worden sind.

A ANMERKUNG zu A (2) Bei Pfählen, die in mitteldicht bis dicht gelagerten Böden Last abtragen, und bei Zugpfählen sind die Sicherheitsanforderungen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel nur ausreichend, um eine Verletzung der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk zu vermeiden, wenn kleine Pfahldurchmesser bzw. -kantenlängen vorliegen.

Zu „7.6.4.2 Druckpfahlgründungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Wenn der Pfahlfuß in einer mitteldichten oder festen Bodenschicht über Fels oder hartem Boden steht, genügen in der Regel die Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks nur dann, wenn kleine Pfahldurchmesser bzw. -kantenlängen vorliegen.

A ANMERKUNG zu (2)P Hinweise zur Ermittlung der Setzungen von Pfahlgruppen siehe [6].

A (5) Die sich aus den charakteristischen Pfahlbeanspruchungen ergebenden möglichen Setzungsdifferenzen können einen Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit infolge von Zwangsbeanspruchungen im aufgehenden Tragwerk hervorrufen.

A (6) Es ist zu prüfen, ob die für den Gebrauchszustand der Einzelpfähle oder der Pfahlgruppe zu erwartenden Verformungen an benachbarten baulichen Anlagen, z. B. Nachbargebäuden oder Rohreinführungen, einen Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit hervorrufen können.

Zu „7.7 Quer beanspruchte Pfähle“

Zu „7.7.1 Allgemeines“

A (1) Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D_s \geq 0,30$ m bzw. einer Kantenlänge $a_s \geq 0,30$ m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte $k_{s,k}$ des Bettungsmoduls beschrieben werden, die aus Pfahlprobelastungsergebnissen zu ermitteln sind. Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen auch vereinfacht auf der Grundlage von Bodenkenngößen nach 7.7.3 A (3) angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen.

A (2) Bei einem quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahl sind die Schnittgrößen im Pfahl im Zusammenhang mit den charakteristischen Bodenreaktionen (Bettung) mit charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen zu ermitteln und erst anschließend in Bemessungswerte umzurechnen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (2) Die Bodenreaktionen werden im Kopfbereich des Pfahles durch den Erdwiderstand begrenzt. Sie entwickeln sich daher nicht linear und ihre Verteilung ist vom Niveau der Beanspruchung abhängig.

A (3a) Der Nachweis der Tragfähigkeit von biegeweichen langen, schlanken Pfählen in den Grenzzuständen STR und GEO braucht nicht geführt zu werden, wenn die Pfähle vollständig im Boden eingebettet sind und die waagerechte charakteristische Beanspruchung für BS-P höchstens 3 % bzw. für BS-T höchstens 5 % der lotrechten Beanspruchung erreicht. In allen anderen Fällen ist wie folgt vorzugehen:

- Festlegung der Ausgangswerte zur Ermittlung von Bodenreaktionen, z. B. in Form des Bettungsmoduls nach 7.7.3 A (3). Dabei sind die erforderlichen Bettungsmoduln für das Niveau der charakteristischen Beanspruchungen zu ermitteln;
- Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen bzw. der charakteristischen Spannungen mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen und mit den zuvor ermittelten Bettungsmoduln;
- Umwandlung der charakteristischen Schnittgrößen bzw. charakteristischen Spannungen in Bemessungswerte der Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen nach Tabelle A 2.1;
- vereinfachter Nachweis, dass die charakteristischen Normalspannungen $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden die charakteristischen Erdwiderstandsspannungen $e_{ph,k}$, die vereinfacht für den ebenen Fall berechnet werden dürfen, nicht überschreiten;
- Nachweis, dass der Bemessungswert der seitlichen Bodenwiderstandskraft nicht größer angesetzt worden ist, als es der Bemessungswert der räumlichen Erdwiderstandskraft für den entsprechenden Teil der Einbindetiefe bis zum Querkraftnullpunkt zulässt;
- Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach 7.8.

A ANMERKUNG zu A (3a) Die vorstehenden Verfahrensweise stellt zunächst eine Rechenvereinfachung dar, die verschiebungsunabhängig geführt werden kann und bezieht sich im Wesentlichen auf eine vereinfachte Ermittlung des Bettungsmoduls nach 7.7.3 A(3) und Gleichung A (7.20). Bei der genaueren Ermittlung des Bettungsmoduls aus horizontalen Pfahlprobelastungen sollte der Bettungsmodul verschiebungsabhängig ermittelt werden und entsprechend den sich aus der Beanspruchung der Gesamtkonstruktion ergebenden Verschiebungen angesetzt werden.

A (3b) Beim Nachweis der Tragfähigkeit von kurzen Einzelpfählen und Dalben in den Grenzzuständen STR und GEO ist wie folgt vorzugehen:

- Mit vorgeschätzter Pfahllänge und charakteristischen Größen sind unter Verwendung der Gleichgewichtsbedingungen die sich ergebenden charakteristischen Auflagerkräfte und charakteristischen Schnittgrößen zu ermitteln;
- die charakteristischen Auflagerkräfte im Boden sind durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 in Bemessungskräfte umzuwandeln und den Bemessungswerten der räumlichen Erdwiderstandskräfte gegenüberzustellen. Die endgültige Pfahllänge ist hierbei iterativ zu bestimmen;
- Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach 7.8.

A (3c) Zur Verteilung von Einwirkungen und Widerständen auf die Einzelpfähle von quer zur Pfahlachse belasteten Pfahlgruppen siehe EA-Pfähle:2007, 8.1.3 und 8.2.3 [6].

A (4) Für quer zur Pfahlachse beanspruchte Pfahlgruppen ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querbelastrung mit für den Gebrauchszustand verträglichen Verschiebungen, Verdrehungen bzw. Verkantungen der Pfahlgruppe aufgenommen werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass sich die Querbelastrung in Höhe der Pfahlköpfe bei erzwungener gleicher Kopfverschiebung aller beteiligten Pfähle nicht gleichmäßig auf sie verteilt.

Zu „7.7.2 Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Pfahlprobebelastungen“

A (1) Der charakteristische Querwiderstand eines Einzelpfahles sollte aufgrund von Pfahlprobebelastungen oder Erfahrungen mit vergleichbaren Pfahlprobebelastungen festgelegt werden. Die Pfahlprobebelastungen sind bis zum Bemessungswert der erwarteten Einwirkungen durchzuführen. Im Falle von eingespannten Pfahlköpfen braucht die Einspannung bei Pfahlprobebelastungen nicht nachgeahmt zu werden.

Zu „7.7.3 Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit“

A (1) Zur Abschätzung der horizontalen Bodenreaktionen vor Vertikalpfählen, z. B. über den Bettungsmodul oder den Erdwiderstand, sind die Parameter für Steifigkeit und Scherfestigkeit des Baugrundes anzugeben; sie sind aus Feld- bzw. Laborversuchen zu ermitteln, sofern keine örtlichen Erfahrungen vorliegen und keine Pfahlprobebelastungen ausgeführt werden.

A (3) Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen nach Gleichung A (7.20) angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s \quad \text{A (7.20)}$$

Dabei ist

$k_{s,k}$ der Wert des Bettungsmoduls für ein Niveau der Spannungen im Boden unter charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen;

$E_{s,k}$ der Wert des Steifemoduls für ein Niveau der Spannungen im Boden unter charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen;

D_s Pfahlschaftdurchmesser.

Der Anwendungsbereich der Gleichung A (7.20) ist durch eine rechnerische maximale charakteristische Horizontalverschiebung von entweder 2,0 cm oder $0,03 \cdot D_s$ begrenzt; der kleinere Wert ist maßgebend.

Größe und Verteilung des Bettungsmoduls längs des Pfahls im Boden müssen aus Pfahlprobebelastungen ermittelt werden, wenn die Verformungen der Pfahlgründung für das Tragverhalten des Bauwerkes von Bedeutung sind und keine Erfahrungen vorliegen.

Zu „7.8 Innere Bemessung des Pfahls“

A (2) Bei axial belasteten Pfahlgruppen und Pfahlrosten ist zu prüfen, ob die Pfahlkopfplatte oder der Überbau ausreichend bemessen ist, um ein unterschiedliches Widerstands-Setzungs-Verhalten der Einzelpfähle innerhalb der Gruppe auszugleichen und die Lasten dementsprechend umzulagern.

A (3) Auf die Berücksichtigung der auf die Pfahlart ausgewiesenen Herstellungstoleranzen darf bei der inneren Bemessung des Pfahls verzichtet werden, wenn die daraus resultierenden ungewollten Biegebeanspruchungen durch die lastverteilende Wirkung von Pfahlrostplatten, Pfahljochen oder ähnlichen Konstruktionen ausgeschlossen werden.

A ANMERKUNG zu (5) Bei Mikropfählen kann Knicken auch bei Böden auftreten, die mit einer undrännierten Scherfestigkeit von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ charakterisiert sind. Nähere Angaben siehe [6].

Zu „7.9 Bauüberwachung“

A (6) Ergänzend zu den beschriebenen Verfahren darf auch eine dynamische Pfahlprobebelastung ausgeführt werden.

A ANMERKUNG 1 zu (8) Nähere Angaben zu den beschriebenen Verfahren siehe [6].

A ANMERKUNG 2 zu (8) Schwingungsversuche sollten national nicht angewendet werden.

DIN 1054:2010-12

Zu „8 Verankerungen“

Zu „8.1 Allgemeines“

Zu „8.1.1 Anwendungsbereich“

A (1) Außerdem ist dieser Abschnitt anzuwenden, wenn zum Beispiel mit Hilfe von Verankerungen

- Bauwerke gegen Gleiten oder Kippen zu sichern oder
- Seilzuglasten aufzunehmen sind.

A (2a) Anker mit einem Klemm- oder Haftkörper im Fels werden als Gebirgsanker bezeichnet. Für Gebirgsanker im Bergbau und bergmännischen Tunnelbau nach DIN 21521 ist dieser Abschnitt nicht anzuwenden.

A (2b) Für Ankerkonstruktionen, deren Ausführung und Bemessung nicht in bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen geregelt sind oder die von diesen wesentlich abweichen, ist ein Nachweis der Verwendbarkeit (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall) erforderlich, in dem gegebenenfalls auch die erforderlichen Prüfungen geregelt sind.

A (2c) Für Verpressanker nach DIN EN 1537, die als Daueranker zum Einsatz kommen, ist immer eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Zu „8.1.2 Definitionen“

Zu „8.1.2.3 Abnahmeprüfung“

A ANMERKUNG zu 8.1.2.3 Mit der Abnahmeprüfung wird die Einhaltung der Abnahmekriterien nachgewiesen.

Zu „8.1.2.5 Untersuchungsprüfung“

A ANMERKUNG zu 8.1.2.5 Die Untersuchungsprüfung nach DIN EN 1537 ist eine erweiterte Eignungsprüfung, die in Sonderfällen durchgeführt wird, wenn keine Erfahrungen über das Tragverhalten der Anker bei vergleichbaren Baugrundbedingungen vorliegen und die Anker aus diesem Grund bis zum Erreichen des maximalen Herausziehwiderstandes (Versagen im Boden) belastet werden.

A 8.1.2.9

Freie Ankerlänge

Abstand zwischen dem spannseitigen Ende der Krafteintragungslänge und der Verankerung des Zuggliedes am Ankerkopf

[DIN EN 1537:2001-01, 3.1.16]

A 8.1.3 Allgemeine Anforderungen

A (1) Bei der Wahl des Herstellungsverfahrens sowie bei der Anordnung und Länge der Verankerungen sind insbesondere hinsichtlich Verformungs- und Erschütterungsempfindlichkeit Zustand und Abstand vorhandener benachbarter baulicher Anlagen zu beachten.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens wird empfohlen.

A (2) Bereits bei der Planung von Verankerungen in der Nähe von bestehenden baulichen Anlagen sind deren Lage und Abmessungen sowie die Konstruktionen, die verwendeten Baustoffe und die Festigkeit der Gründungkörper zu erkunden und die Sohldrücke dieser Anlagen zu ermitteln. Dies gilt insbesondere hinsichtlich möglicher Auswirkungen des Verpressdruckes im Einflussbereich von Verpresskörpern.

A (3) Insbesondere ist auch eine Untersuchung des Grundwassers und Bodens auf betonangreifende bzw. stahlkorrosionsfördernde Stoffe durchzuführen.

A (4) Verpressanker, das sind vorgespannte und nicht vorgespannte Anker, die aus einem Ankerkopf, einer freien Stahllänge und einem Verpresskörper als Rückhaltekonstruktion bestehen, sind nach DIN EN 1537 herzustellen.

A 8.1.4 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bautechnische Maßnahmen mit Verankerungen müssen in die Geotechnische Kategorie GK 2 oder die Geotechnische Kategorie GK 3 eingestuft werden. Bei der Einstufung in eine Geotechnische Kategorie sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Bautechnische Maßnahmen mit Verankerungen dürfen bei folgenden Merkmalen in die Geotechnische Kategorie GK 2 eingestuft werden, sofern nicht aus anderen Gründen die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 erforderlich ist:

- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern ausreichende Erfahrungen vorliegen;
- Kurzzeitanker.

A (3) Bei folgenden Merkmalen muss die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Verankerungen in die Geotechnischen Kategorie GK 3 erfolgen:

- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen;
- Daueranker.

Zu „8.2 Grenzzustände“

A (1a) Bei Verpressankern ist der Grenzzustand des Versagens infolge Verdrehung des Ankerkopfes und des Verlustes der Ankerkraft durch übermäßiges Nachgeben des Ankerkopfes durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachzuweisen.

A (1b) Bei Dauerankern ist der Korrosionsschutz des Ankerkopfes und der Verbund zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachzuweisen.

A (1c) Bei Verpressankern ist der Grenzzustand des Versagens infolge Verlustes der Ankerkraft durch Kriechen des Verpresskörpers durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen nachzuweisen.

A (2) Für Ankergruppen sind auch die Grenzzustände des Bruchs des Bodens durch Abheben oder durch Verlust der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nachzuweisen.

Zu „8.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“

A (3) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (4) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (5) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu (6) P Als freie Länge ist im Zusammenhang mit den folgenden Anforderungen sowohl die freie Stahllänge als auch die freie Ankerlänge für die Wirksamkeit des Systems maßgebend.

A ANMERKUNG zu (6) P, erster Spiegelstrich Zum Nachweis bei Ankergruppen siehe A 8.5.6, A (2).

A ANMERKUNG zu (7) Zum Nachweis siehe 8.7, A(9).

A ANMERKUNG zu (8) P Untersuchungsprüfungen sind bei Verpressankern in der Regel nicht erforderlich, da das Tragverhalten durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen nachzuweisen ist. Bei Verpressankern, die als Daueranker zum Einsatz kommen, ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

A (9) Bei vorgespannten Anker ist gegebenenfalls ein Abfall der Vorspannkraft zu berücksichtigen.

A (11) Die freie Stahllänge ist bei vorgespannten und nicht vorgespannten Verpressankern nach DIN EN 1537 zu kontrollieren.

A (13) Die unter (13) P genannten Anforderungen an den Korrosionsschutz gelten für vorgespannte und nicht vorgespannte Verpressanker.

A (15) Es ist 8.1.1, A (2b) zu beachten.

Zu „8.5 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“**Zu „8.5.1 Bemessung der Anker“**

A ANMERKUNG zu (1) P Zur Ermittlung des Bemessungswerts P_d der Ankerbeanspruchung siehe 8.5.5.

A (3) Für die unter 8.1.1 (2) P aufgeführten Anker ergibt sich aus Tabelle A 8.1, ob der Herauszieh-Widerstand durch Prüfungen oder durch Berechnung zu ermitteln ist.

Tabelle A 8.1 — Prüfungen oder Berechnung zum Nachweis des Herauszieh-Widerstands

Anker	Vorgespannte Anker	Nicht vorgespannte Anker			
		Verpresskörper (Verpressanker)	Ankerplatte Ankerwand	Schraubverankerung	Klemm- oder Haftkörper im Fels (Gebirgsanker)
Rückhaltekonstruktion	Verpresskörper (Verpressanker)	Verpresskörper (Verpressanker)	Ankerplatte Ankerwand	Schraubverankerung	Klemm- oder Haftkörper im Fels (Gebirgsanker)
Erforderliche Prüfungen					
Eignungsprüfung nach 8.7	Ja	Ja	–	Ja	Ja
Abnahmeprüfung nach 8.8	Ja	Ja	–	Ja	Im Einzelfall festzulegen
Berechnung nach 8.5.3	–	–	Ja	–	–

Zu „8.5.3 Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen“

A (2) Der Nachweis des Herauszieh-Widerstands, bei dem gezeigt wird, dass Ankerplatten nicht aus dem Boden gezogen bzw. der Boden vor Ankerwänden nicht herausgeschoben wird, ist wie folgt zu führen:

$$P_d \leq E_{p,d} \quad \text{A (8.2)}$$

Dabei ist

P_d der Bemessungswert der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5.

$E_{p,d}$ der Bemessungswert des Erdwiderstandes vor der Ankerplatte bzw. der Ankerwand in Wirkungsrichtung des Ankers im Grenzzustand GEO-2.

Zum Nachweisverfahren siehe auch EAB und EAU.

Zu „8.5.4 Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker“

A ANMERKUNG zu (2)P Für Stahlzugglieder aus Spannstahl bzw. Betonstahl ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1 der Bemessungswert $R_{t,d}$ des Widerstandes des Stahlzuggliedes aus dem Ansatz

$$R_{t,d} = \frac{A_t \cdot f_{t,0,1,k}}{\gamma_M} \quad \text{bzw.} \quad R_{t,d} = \frac{A_t \cdot f_{t,0,2,k}}{\gamma_M} \quad \text{A (8.3)}$$

Dabei ist

A_t die Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes;

$f_{t,0,1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung für Spannstahl;

$f_{t,0,2,k}$ Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl;

$\gamma_M = 1,15$ der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzuggliedes nach A Anmerkung 1 zu Tabelle A 2.3.

A (2) Der charakteristische Widerstand der Ankerkopfkonstruktion muss mindestens so groß sein wie der Widerstand des Stahlzuggliedes bei der charakteristischen Zugfestigkeit des Stahls. Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (4) Stahlzugglieder aus Spannstahl bzw. Betonstahl müssen so bemessen werden, dass die Prüfkraft P_p bei Untersuchungsprüfungen, Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen die Werte

$$0,80 \cdot A_t \cdot f_{t,k} \quad \text{und}$$

$$0,95 \cdot A_t \cdot f_{t,0,1,k} \quad \text{bzw.} \quad 0,95 \cdot A_t \cdot f_{t,0,2,k}$$

nicht überschreiten.

Dabei ist

A_t die Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes;

$f_{t,k}$ der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes;

$f_{t,0,1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung für Spannstahl.

$f_{t,0,2,k}$ Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl.

Der kleinere Wert ist maßgebend.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (4) Mit dieser Forderung wird sichergestellt, dass an jedem Anker nachträglich eine Eignungsprüfung durchgeführt werden kann. Für die Prüfkraften bei Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen nach 8.7 und 8.8 erübrigen sich die Nachweise nach A (4), sofern die Stahlglieder einen Verhältniswert $f_{t,0,1,k} / f_{t,k}$ bzw. $f_{t,0,2,k} / f_{t,k}$ kleiner 0,84 aufweisen.

Zu „8.5.5 Bemessungswert der Ankerbeanspruchung“

A (2) Die charakteristischen Werte P_k der Ankerbeanspruchung ergeben sich als charakteristische Werte von Beanspruchungen aus den Einwirkungen nach 2.4.2 auf verankerte Bauwerke bzw. Bauteile. Sie sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.1 für den Grenzzustand GEO-2 in Bemessungswerte P_d der Ankerbeanspruchung umzurechnen.

A ANMERKUNG zu A (2) Für Stützbauwerke sind die entsprechenden Angaben in A 9.7.1.3 zusammengefasst.

A 8.5.6 Nachweise bei Ankergruppen

A (1) Allen Ankern einer gleichartigen Gruppe bzw. Verankerungslage dürfen gleich große Einwirkungen zugewiesen werden. Für den darin enthaltenen Einzelanker ist sowohl ein ausreichender Herauszieh-Widerstand als auch ein ausreichender Materialwiderstand des Stahlgliedes entsprechend 8.5.1 und 8.5.4 nachzuweisen.

A (2) Der Nachweis der Sicherheit gegen Bruch des Bodens für Ankergruppen richtet sich nach dem ungünstigsten zu erwartenden Bruchmechanismus:

- a) Bei stark geneigten oder lotrechten Verpressankern ist der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Abheben zu führen, siehe 7.6.3.1.
- b) Bei wenig geneigten oder waagerechten Ankern ist der Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge nach A 9.7.9, bei Ankerplatten bzw. Ankerwänden ist zusätzlich der Nachweis gegen Herausziehen nach 8.5.3, A (2) zu führen.

In Zweifelsfällen sind beide Nachweise a) und b) zu führen.

Zu „8.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

A (2) Bei der Wahl der Festlegekraft ist E DIN 18537:2010-05, 8.4.4 zu beachten.

A (5) Bei nicht vorgespannten Ankern ist E DIN 18537:2010-05, 8.4.4 zu beachten.

A (7) Die Gebrauchstauglichkeit jedes Verpressankers oder Schraubankers ist durch Abnahmeprüfungen nach 8.8 nachzuweisen.

A (8) Nachprüfungen sind nach E DIN 18537:2010-05, Zu 9.11 durchzuführen.

A (9) Die maximale Festlegekraft und die rechnerische freie Stahllänge sind nach E DIN 18537:2010-05, Zu 9.8 und Zu 9.9 zu ermitteln.

A (10) Zur Ermittlung der Verschiebung und Verkantung eines durch Anker zusammengespannten Bodenblockes siehe EAB.

Zu „8.7 Eignungsprüfungen“

A (1) Bei Verpressankern und Schraubankern sind immer Eignungsprüfungen durchzuführen (siehe 8.4 (10) P). Bei Verpressankern, die als Kurzzeitanker zum Einsatz kommen, darf auf eine Eignungsprüfung verzichtet werden, wenn Ergebnisse von Eignungsprüfungen mit dem gleichen Ankersystem in vergleichbarem Baugrund und mit demselben Herstellungsverfahren vorliegen.

A (2) Bei Verpressankern, die als Daueranker zum Einsatz kommen, und bei Schraubankern ist auf jeder Ankerbaustelle eine Eignungsprüfung an mindestens drei Ankern durchzuführen. Sie ist auf der Baustelle dort durchzuführen, wo aufgrund von Baugrundaufschlüssen oder der Lage der Anker die für den jeweiligen Baugrund ungünstigsten Ergebnisse zu erwarten sind.

A (3) Die Prüfkraft P_p bei der Eignungsprüfung ergibt sich aus dem Bemessungswert P_d der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5 A (2) zu

$$P_p = \gamma_a \cdot P_d \quad \text{A (8.4)}$$

mit

γ_a nach Tabelle A 2.3.

A (5) Der charakteristische Wert $R_{a,k}$ des Herauszieh-Widerstands eines Ankers ist auf der Grundlage einer Eignungsprüfung an mindestens drei Ankern zu ermitteln, die unter gleichartigen Ausführungsbedingungen wie die Bauwerksanker hergestellt wurden. Dabei ist das Prüfverfahren 1 nach DIN EN 1537:2001-01 zu verwenden.

A (6) Die Stahlzuglieder aller Anker müssen nach 8.5.4 (2) P nicht nur für den Bemessungswert P_d der Ankerbeanspruchung sondern auch für die Prüfkraft P_p bemessen werden.

A ANMERKUNG zu A (6) Zur Bemessung von Stahlzuggliedern aus Spannstahl oder Betonstahl siehe 8.5.4, A (4).

A (7) Der Herauszieh-Widerstand $R_{a,i}$ im Einzelversuch ist diejenige Kraft, die im Zugversuch ein Kriechmaß von $k_s = 2$ mm verursacht. Das Kriechmaß ergibt sich aus der Differenz $s_b - s_a$ der Verschiebungen, dividiert durch den Logarithmus $\lg(t_b/t_a)$ aus den zugehörigen Beobachtungszeiten. Ist bei der Prüfkraft P_p in der Eignungsprüfung das Kriechmaß $k_s < 2$ mm, gilt die Prüfkraft P_p als Herauszieh-Widerstand im Einzelversuch.

A (8) Der charakteristische Herauszieh-Widerstand $R_{a,k}$ ist der Kleinstwert der Versuchsergebnisse.

A (9) Betragen die Achsabstände zwischen den Verpresskörpern bei charakteristischen Ankerbeanspruchungen $P_k > 700$ kN weniger als 1,5 m, ist eine Ankergruppenprüfung durchzuführen. Hierbei ist die Eignungsprüfung an drei benachbarten Ankern auszuführen, wobei die drei Anker gleichzeitig zu belasten sind.

Zu „8.8 Abnahmeprüfungen“

A (1) Verpressanker und Schraubanker müssen immer durch Abnahmeprüfungen kontrolliert werden (siehe 8.4 (10) P).

A ANMERKUNG zu (3) Zur Kontrolle kann z. B. der zuerst gespannte und festgelegte Anker nach dem Festlegen des zweiten kreuzenden Ankers durch eine eingebaute Kraftmessdose oder durch erneutes Spannen (Abhebeversuch) auf seine vorhandene Ankerkraft kontrolliert werden.

A (4) Bei der Abnahmeprüfung ist als Prüfverfahren das Verfahren 1 nach DIN EN 1537:2001-01 anzuwenden.

A (5) Die Prüfkraft P_p bei der Abnahmeprüfung ergibt sich für Daueranker und für Kurzzeitanker nach Gleichung A (8.4) zu

$$P_p = \gamma_a \cdot P_d$$

mit

γ_a nach Tabelle A 2.3.

A (6) Beim Erreichen der angegebenen Prüfkraft darf das Kriechmaß $k_s = 2,0$ mm nicht überschritten werden.

DIN 1054:2010-12

Zu „9 Stützbauwerke“

Zu „9.1 Allgemeines“

Zu „9.1.1 Geltungsbereich“

A (1) Dieser Abschnitt gilt auch für im Boden eingebettete Bauwerke, z. B. Tiefkeller, Tunnel in offener Baugrube und, soweit anwendbar, für unterirdisch aufgefahrne Tunnel sowie allgemein für Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenkonstruktionen und Pressenwiderlager.

A 9.1.3 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Stützbauwerken oder von im Boden eingebetteten Bauwerken in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Folgende Fälle dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Stützbauwerke bis 2,0 m Höhe des Geländesprungs, wenn hinter den Wänden keine hohen Auflasten wirken;
- Gräben für Leitungen oder Rohre bis 2 m Tiefe, die nicht in das Grundwasser einschneiden;
- Stützung von Grabenwänden durch Grabenverbaugeräte nach DIN 4124:2002-10, Abschnitt 5;
- Normverbau nach DIN 4124:2002-10, 6.2 und 7.3.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören Stützbauwerke und Baugruben bis 10 m Geländesprung.

A (4) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Stützbauwerke und Baugrubenwände bei mehr als 10 m Geländesprung;
- Stützbauwerke und Baugrubenwände neben dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken;
- Baugruben in weichen Böden.

A 9.1.4 Allgemeine Anforderungen

A (1) Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke dürfen keine schädlichen Änderungen im Wasserhaushalt des Bodens hervorrufen.

A (2) Im Hinblick auf die allgemeinen Anforderungen sind zu beachten:

- bei flach gegründeten Stützbauwerken die Angaben in 6.4;
- bei auf Pfählen gegründeten Stützbauwerken die Angaben in A 7.1.1;
- bei verankerten oder vernagelten Stützbauwerken die Angaben in A 8.1.3.

Zu „9.2 Grenzzustände“

A (1) Bei Tiefkellern und Tunnelbauwerken ist außer den in (1)P genannten Nachweisen auch der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (Auftrieb) nach 10.2 (UPL) zu erbringen.

Zu „9.3 Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen“**Zu „9.3.1.1 Grundlegende Einwirkungen“**

A (2) Zur Ermittlung der Eigenlasten von geotechnischen Bauwerken sind die charakteristischen Werte der Wichten der Baustoffe nach DIN EN 1991-1-1 anzusetzen.

Zu „9.3.1.3 Auflasten“

A (1) Es sind die charakteristischen Werte nach DIN EN 1991-1-1 anzusetzen.

A ANMERKUNG 1 zu A (1) Zum Ansatz von Nutzlasten bei Baugrubenkonstruktionen siehe EAB [1], EB 55, EB 56 und EB 57.

A ANMERKUNG 2 zu A (1) Zum Ansatz von Nutzlasten bei Ufereinfassungen siehe EAU [2], Abschnitt 5.

Zu „9.3.1.6 Strömungskräfte“

A (2) Es ist zu beachten, dass durch Baugrubenaushub oder andere Maßnahmen eine örtliche Potentialdifferenz entstehen und ein wassergesättigter Schluff- oder Feinsandboden dadurch Fließeigenschaften annehmen kann.

Zu „9.3.2.2 Geländeoberfläche“

A (5) Sofern der Boden vor einem ständigen Stützbauwerk zur Stützung herangezogen wird, ist seine freie Oberfläche nach Möglichkeit durch Begrünung, Befestigung oder sonstige Maßnahmen gegen Abgraben oder Erosion durch Oberflächenwasser bzw. durch strömendes Wasser zu schützen, damit die der Rechnung zugrunde gelegte Höhenlage erhalten bleibt.

A (6) Nicht vorhersehbare zukünftige Abgrabungen oder mögliche Auskolkungen vor dem Fuß eines Stützbauwerks sind entweder durch Überwachung und Schutzmaßnahmen auszuschließen oder nach (2) bzw. (3) beim Nachweis der Standsicherheit zu berücksichtigen, wobei beim Nachweis für den Zustand der unplanmäßigen Aushubtiefe nach 2.2 A (4) die Bemessungssituation BS-T oder, sofern dieser Fall sehr unwahrscheinlich ist, die Bemessungssituation BS-A zugrunde gelegt werden darf.

Zu „9.3.2.3 Wasserstände“

A (1a) Für die Ermittlung des charakteristischen Wasserdrucks ist sowohl der höchste als auch der niedrigste Wasserstand festzulegen. Beide Wasserstände können bei der Bemessung von Bauwerken oder Teilen von Bauwerken zu den maßgebenden Beanspruchungen beitragen. Ihre Festlegung richtet sich nach den Gegebenheiten des Einzelfalls.

A (1b) Der höchste für die Bemessung maßgebende Wasserstand kann z. B. im Einzelfall sein:

- der während der voraussichtlichen Nutzungs- bzw. Lebensdauer zu erwartende höchste Wasserstand;
- der in einem vorgegebenen Zeitraum, z. B. während der Bauzeit, zu erwartende höchste Wasserstand;
- der Wasserstand, bei dem das Wasser die Oberkante des Bauwerks überströmen kann;
- der durch eine Entwässerungseinrichtung vorgegebene Grundwasserspiegel;
- ein vertraglich vereinbarter Wasserstand, bei dessen Auftreten das Bauwerk bzw. die Baugrube planmäßig geflutet wird.

DIN 1054:2010-12

A (1c) Der niedrigste für die Bemessung maßgebende Wasserstand kann z. B. im Einzelfall sein:

- der während der voraussichtlichen Nutzungs- bzw. Lebensdauer zu erwartende niedrigste Wasserstand;
- der in einem vorgegebenen Zeitraum, z. B. während der Bauzeit, zu erwartende niedrigste Wasserstand;
- ein vertraglich vereinbarter Wasserstand, der durch eine Grundwasserabsenkung erzielt werden soll.

Zu „9.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“**Zu „9.4.1 Allgemeines“**

A (8) Die Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Wandschlitzern ist nach DIN 4126 nachzuweisen.

Zu „9.4.2 Dränsysteme“

A ANMERKUNG zu 9.4.2 Hierzu siehe 9.6 A (6).

Zu „9.5 Erddruckermittlung“**Zu „9.5.1 Allgemeines“**

A (2a) Berechnungen mit einem totalen Erddruck, der Erddruck und Wasserdruck einschließt, sollten vermieden werden. Abweichend von (2) sind die Wirkungen von Erddruck und Wasserdruck in der Regel getrennt zu untersuchen.

A (2b) Der charakteristische Erddruck auf Stützbauwerke darf in der Regel als aktiver Erddruck ermittelt werden. Zur Bemessung verformungsarmer Stützbauwerke bzw. im Boden eingebetteter Bauwerke ist ein erhöhter aktiver Erddruck nach 9.5.4, in Ausnahmefällen der Erdruchdruck nach 9.5.2, gegebenenfalls ein Verdichtungserddruck nach 9.5.5 zugrunde zu legen.

A ANMERKUNG zu A (2b) Hierzu siehe DIN 4085 bzw., bei Baugruben, EAB [1].

A (2c) Bodenreaktionen infolge von Bewegungen des Bauwerks oder von Teilen des Bauwerks gegen den Boden können größer als der aktive Erddruck bzw. der Erdruchdruck sein und maximal die Größe des Erdwiderstands erreichen. Sie sind wie Einwirkungen anzusetzen, sofern sie ungünstig wirken.

A (7) Die Geländeform und die Wandneigung dürfen in der Regel mit ihren Nennwerten in die Berechnung eingeführt werden. Der Winkel δ_a zwischen der Erddruckkraft und der Normalen zur Wand (Erddruckneigungswinkel) darf bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks gleich dem charakteristischen Wert des Wandreibungswinkels angesetzt werden, wenn eine ausreichende Relativverschiebung zu erwarten ist und soweit es das Gleichgewicht der parallel zur Wand wirkenden Kräfte zulässt. Tritt, z. B. nach 9.7.5, ein negativer Erddruckneigungswinkel auf, dann ist die Auswirkung auf die Größe des Erddrucks zu beachten. Dabei ist die Vorzeichenregelung nach DIN 4085:2007-10 zu beachten. Eine Adhäsion darf nur in begründeten Ausnahmefällen angesetzt werden. Als charakteristischer Wert der Wichte darf nach 3.3.3 A (3) ihr Mittelwert angesetzt werden. Bei der Scherfestigkeit ist nach 3.3.6 A (5) in der Regel der untere charakteristische Wert in Form eines vorsichtigen Schätzwerts des Mittelwerts maßgebend.

A (8) Die Verteilung des Erddrucks sowie der Angriffspunkt der Erddruckkraft an Stützwänden sind unter anderem abhängig von der Höhenlage und der Nachgiebigkeit der Aussteifung bzw. der Verankerung, von der Biegesteifigkeit der Wand und vom erreichten Bauzustand. Bei ausgesteiften oder verankerten Stützwänden ist die zu erwartende Erddruckverteilung

- entweder durch die Vorgabe wirklichkeitsnaher Lastfiguren für den Erddruck oder
- durch die Festlegung von Zu- und Abschlägen auf die mit der klassischen Erddruckverteilung oder die mit einem Erddruckrechteck ermittelten Schnittgrößen

zu berücksichtigen.

A (9) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken ist in der Regel die Erhöhung der wirksamen Wichte des Bodens infolge der Strömungskraft bei der Ermittlung des Erddrucks zu berücksichtigen. Dies gilt nicht, wenn die Verringerung des Wasserdrucks infolge der Umströmung vernachlässigt und der volle hydrostatische Wasserdruck angesetzt wird.

A (10) Der Erddruck aus Bodeneigengewicht und ständigen Auflasten ist als ständige Einwirkung zu behandeln, der Erddruck aus veränderlichen Auflasten der Geländeoberfläche, soweit sie über eine großflächige Nutzlast von 10 kN/m^2 hinausgehen, als veränderliche Einwirkung.

A (11) In DIN 4085 wird die Ermittlung des oberen charakteristischen Werts des Erddrucks geregelt. Sofern es sich für die Bemessung einzelner Bauteile ungünstiger auswirkt, z. B. beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen nach A 10.2.2, ist der untere charakteristische Wert $\min E_{ah,k}$ anzusetzen. Bei nichtbindigen Böden ist dies in der Regel die Hälfte des oberen charakteristischen Werts, bei bindigen Böden ist es $\min E_{ah,k} = 0$, sofern keine genaueren Untersuchungen angestellt werden.

A ANMERKUNG zu 9.5.1 Weitere Regelungen für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4085, DIN 4126, EAB [1], EAU [2] und ZTV-ING [5].

Zu „9.5.5 Verdichtungswirkung“

A (3) Beim Ansatz des Verdichtungserddrucks ist zu unterscheiden, ob das Bauwerk weitgehend unbeweglich ist, z. B. ein beidseitig angefülltes Tunnelbauwerk, oder ob es sich während des Verfüllungs- und Verdichtungsvorgangs verschieben, verkanten oder verformen kann, z. B. eine Gewichtsstützwand.

A 9.5.6 Erdwiderstand (passiver Erddruck)

A (1) Der voll mobilisierte charakteristische Erdwiderstand ergibt sich unter Berücksichtigung der Nennwerte von Geländeneigung und Wandneigung aus den charakteristischen Werten des Reibungswinkels, der Kohäsion und des Winkels $\delta_{p,k}$ zwischen dem Erdwiderstand und der Normalen zur Wand.

A (2) Der Winkel $\delta_{p,k}$ zwischen dem Erdwiderstand und der Normalen zur Wand (Erddruckneigungswinkel) stellt sich ohne Relativbewegung zwischen Wand und Boden zu $\delta_{p,k} = 0$ ein. Er wächst mit zunehmender Relativbewegung auf einen positiven oder negativen Höchstwert an, dessen Betrag bei ausreichender Rauigkeit der Wand die Größe des charakteristischen Wertes φ'_k des Reibungswinkels erreichen kann. Eine günstig wirkende Vertikalkomponente des Erdwiderstands darf jedoch nicht größer in Rechnung gestellt werden, als es der Nachweis $\Sigma V = 0$ nach 9.7.5 A (6) zulässt.

A (3) Die Bewegungsart der Wand und die daraus sich ergebende Größe und Verteilung des Erdwiderstands sind in der Regel zu berücksichtigen; in Zweifelsfällen sind Vergleichsrechnungen anzustellen.

A (4) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken ist die Verminderung der wirksamen Wichte des Bodens infolge der Strömungskraft bei der Ermittlung des Erdwiderstands zu berücksichtigen. Die nach 9.6 A (8) zulässige Vereinfachung durch Ansatz des vollen hydrostatischen Wasserdrucks darf hier nicht angewendet werden.

A (5) Bei begrenzter Breite der Wand, z. B. bei Bohlträgern und Pressenwiderlagern, darf die räumliche Wirkung des Erdwiderstands berücksichtigt werden.

A ANMERKUNG zu A 9.5.6 Weitere Angaben für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4085, EAB [1] und EAU [2].

DIN 1054:2010-12

Zu „9.6 Wasserdrücke“

A ANMERKUNG zu (1)P Hierzu siehe 9.3.2.3 A (1a) bis (1c).

A (6) Eine durch bauliche Maßnahmen, z. B. Dichtungen, Drän- oder Entspannungsbrennen, bewirkte Verminderung bzw. Begrenzung des Wasserdrucks darf nur berücksichtigt werden, wenn

- ihre Wirkung dauerhaft sichergestellt ist oder
- ihre Wirkung regelmäßig überwacht wird und ohne wesentliche Einschränkungen des Betriebs wieder hergestellt werden kann oder wenn
- zusätzliche Flutungs- bzw. Ballastierungsmaßnahmen vorgesehen werden.

Bereits beim Entwurf ist festzulegen, wie gegebenenfalls die Wirkung der Entspannungseinrichtungen wieder hergestellt werden kann bzw. wie eine Flutung oder Ballastierung automatisch eingeleitet wird.

A (7) Sofern eine Überwachung vorgesehen wird, ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A für mögliche Grenzzustände UPL, HYD, STR, GEO-2 und GEO-3 eine ausreichende Standsicherheit für den Fall nachzuweisen, dass die Entspannungseinrichtung versagt.

A (8) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken verringert sich der Wasserdruck auf der Außenseite, auf der Innenseite nimmt er zu. In einfachen Fällen, z. B. bei homogenem Boden unterhalb des Grundwasserspiegels, ist es zulässig, vereinfachend auf beiden Seiten der Wand den hydrostatischen Wasserdruck anzusetzen und die beiden Wirkungen gegeneinander aufzurechnen. Dies gilt nicht für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulisch verursachtes Versagen nach Abschnitt 10.

A (9) Der Wasserdruck beim festgelegten niedrigsten Wasserstand ist als ständige Einwirkung zu behandeln, der in den Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A nach 2.2 A (4) darüber hinausgehende Wasserdruck bei höheren Wasserständen entsprechend den örtlichen Gegebenheiten

- als regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-P,
- als vorübergehende oder planmäßig einmalige Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-T;
- gegebenenfalls auch als außergewöhnliche Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-A.

Unabhängig von dieser Zuordnung darf bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen der gesamte Wasserdruck mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 belegt werden.

A ANMERKUNG zu A (9) Weitere Regelungen für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4084, EAB [1] und EAU [2].

Zu „9.7 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „9.7.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 9.7.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 9.7.1 (1)P bis (7)P sind in A 9.7.1.1 eingeordnet.

A 9.7.1.1 Vorgaben zur Bemessung von Stützbauwerken**A 9.7.1.2 Ermittlung der Schnittgrößen**

A (1) Bei der Ermittlung der Schnittgrößen von wandartigen, in den Boden einbindenden Stützbauwerken einschließlich der Auflagerkräfte wird empfohlen, im Hinblick auf das statische System und die zugehörigen Berechnungsverfahren zu unterscheiden

- nach nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden;
- nach ausgesteiften oder verankerten, im Boden frei aufgelagerten Wänden;
- nach ausgesteiften oder verankerten, im Boden ganz oder teilweise eingespannten Wänden.

A ANMERKUNG zu A (1) Bei ausgesteiften oder verankerten Wänden mit großer Biegesteifigkeit kommt eine Einspannwirkung wegen der zu großen Nachgiebigkeit des Bodens in der Regel nicht zustande.

A (2) Die Einwirkungen sind als charakteristische Werte am gewählten statischen System anzusetzen.

A (3) Waagerechte oder geneigte Steifen sind je nach Kraftschluss und Vorspannung als wenig nachgiebige bzw. unnachgiebige Auflager zu behandeln. Werden Steifen auf gegenüberliegende, im Boden eingebettete Widerlager abgestützt, dann muss auch die Beanspruchung des Widerlagers für den Grenzzustand GEO-2 ermittelt werden.

A (4) Verpressanker und Zugpfähle sind je nach Kraftschluss und Vorspannung als nachgiebige, wenig nachgiebige oder unnachgiebige Auflager zu behandeln.

A 9.7.1.3 Ermittlung der Beanspruchungen

A (1) Die charakteristischen Beanspruchungen erhält man aus der Schnittgrößenermittlung nach A 9.7.1.2

- unmittelbar als Auflagerkräfte in den Grenzflächen zwischen dem Bauwerk und dem anstehenden Baugrund, z. B. bei Gewichtsstützwänden;
- als Normalkräfte, Querkräfte, Biegemomente bzw. als Spannungen in den Schnitten durch die zu untersuchenden Bauteile, z. B. bei auf Biegung beanspruchten Winkelstützwänden und bei verankerten Wänden.

A (2) Die ermittelten charakteristischen Beanspruchungen sind durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G bzw. γ_Q für den Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1 in Bemessungswerte der Beanspruchungen umzurechnen, soweit nicht der Fall eines erhöhten aktiven Erddrucks oder eines Erdruhedrucks vorliegt.

A (3) Bei annähernd unnachgiebigen Stützbauwerken, insbesondere bei wandartigen Stützbauwerken mit vorgespannten Verpressankern und bei im Boden eingebetteten Bauwerken, dürfen im Fall eines Erdruhedruckansatzes die Bemessungswerte der Beanspruchungen infolge des Erdruhedrucks aus Bodeneigengewicht mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,E0}$ nach Tabelle A 2.1 ermittelt werden. Bei Ansatz von erhöhtem aktivem Erddruck ist ein Teilsicherheitsbeiwert zu verwenden, der zwischen dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,E0}$ für Erdruhedruck und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G für aktiven Erddruck interpoliert werden darf. Für den Erddruck aus veränderlichen Einwirkungen, z. B. aus Nutzlasten, ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q maßgebend, soweit sie über eine großflächige Nutzlast von 10 kN/m² hinausgehen.

A (4) Die Bemessungswerte der Beanspruchung von Steifen in Bauzuständen sind aus den charakteristischen Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Dies gilt unabhängig davon, dass die Bemessung der übrigen Teile mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T erfolgt.

DIN 1054:2010-12

A (5) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen von Verpressankern und Mikropfählen, die der Sicherung einer Baugrubenwand dienen, sind im Regelfall aus den charakteristischen Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Im Vollaushubzustand einer Baugrube dagegen sind sie durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Dies gilt unabhängig davon, dass die Bemessung in den vorangegangenen Bauzuständen und in den Rückbauzuständen ebenso wie die Bemessung der übrigen Teile und der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T erfolgt.

A (6) Die Längskraft in der Wand und die senkrechte Komponente der charakteristischen Auflagerkraft bzw. die senkrecht wirkende Beanspruchung des Bodenauflegers am Wandfuß von Spundwänden, Schlitzwänden oder Bohrpfahlwänden oder am Fuß von Bohlträgern sind aus den Vertikalkomponenten der an der Wand angreifenden Einwirkungen zu ermitteln. Hierzu gehören insbesondere

- das Eigengewicht der Wand;
- der Erddruck;
- unmittelbar auf die Wand einwirkende Lasten wie Baugrubenabdeckungen oder Kranlasten;
- die charakteristischen Auflagerkräfte von geneigten Verpressankern oder Zugpfählen.

A 9.7.1.4 Bodenreaktionen und Bodenwiderstände

A (1) Soweit schon bei der Schnittgrößenermittlung die Berechnungsannahmen zum Ansatz und späteren Nachweis des seitlichen Fußwiderstands vor der Wand eine Rolle spielen, ist Folgendes zu beachten:

- a) Wird die seitliche Bodenreaktion als Erdwiderstand nach 9.5.6 angesetzt, dann darf die im Gebrauchszustand zu erwartende Verteilung der Fußauflagerlast wie die Verteilung des von ihr mobilisierten Erdwiderstands zugrunde gelegt werden.
- b) Wird eine verformungsabhängige seitliche Bodenreaktion auf der Grundlage von Steifigkeitsparametern nach 3.3.7 angesetzt, dann darf die Berechnung in der Regel mit Mittelwerten dieser Parameter durchgeführt werden. In Zweifelsfällen, z. B. bei statisch unbestimmten Systemen, kann es erforderlich sein, die Berechnung mit oberen und unteren charakteristischen Werten der Steifigkeitsparameter durchzuführen, damit die möglichen Auswirkungen erkennbar werden.

A (2) Die Bemessungswerte der Bodenwiderstände sind für den Grenzzustand GEO-2 aus den charakteristischen Werten durch Abminderung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.3 zu ermitteln.

A (3) Die charakteristischen Spannungen $\sigma_{h,k}$ der verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktionen dürfen in Oberflächennähe die sich aus dem charakteristischen passiven Erddruck $e_{ph,k}$ ergebende größtmögliche Bodenreaktion nicht überschreiten. Es ist daher die Bedingung

$$\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k} \quad \text{A (9.3)}$$

zu erfüllen.

A (4) Wird die seitliche Bodenreaktion mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens ermittelt, dann gilt der Ansatz:

$$\sigma_{h,k} = k_{s,k} \cdot s_h \quad \text{A (9.4)}$$

Dabei ist

$k_{s,k}$ der charakteristische Wert des Bettungsmoduls;

s_h die örtliche waagerechte Verschiebung.

Gegebenenfalls ist zur Erfüllung der Bedingung A (9.3) der charakteristische Wert des Bettungsmoduls $k_{s,k}$ im oberen Bereich der Wand abzumindern.

A (5) Wird zur Ermittlung der Beanspruchungen an einer im Boden eingebundenen Stützwand eine verformungsabhängige seitliche Bodenreaktion in Rechnung gestellt, dann ist die Horizontalkomponente $B_{h,k}$ der resultierenden charakteristischen Auflagerkraft B_k durch Integration aus den Spannungen $\sigma_{h,k}$ für den zugehörigen Teil der Einbindetiefe zu ermitteln.

A (6) Lässt sich eine vorübergehende Abgrabung vor dem Fuß einer Stützwand nicht durch Überwachung oder durch Schutzmaßnahmen ausschließen, dann ist dieser Zustand mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T nach Tabelle A 2.3 als Bauzustand nachzuweisen.

A ANMERKUNG zu A (6) Sofern ein wandartiges Stützbauwerk umströmt werden kann, ist nach A 9.5.6 A (4) auf der Luftseite der Wand die Verminderung der Wichte des Bodens und damit die ungünstige Wirkung der Grundwasserströmung auf die Größe des Erdwiderstands zu berücksichtigen.

Zu „9.7.2 Gesamtstandsicherheit“

A (3) Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist bei Gewichtsstützwänden und bei verankerten Stützwänden insbesondere dann zu erbringen, wenn besondere Gegebenheiten das Auftreten eines Geländebruchs fördern, z. B. wenn

- die Rückseite der Wand stark zum Erdreich hin geneigt ist;
- das Gelände hinter der Wand ansteigt;
- das Gelände vor der Wand abfällt;
- unterhalb des Wandfußes ein Boden mit geringer Tragfähigkeit ansteht;
- im Bereich des steilen Bereichs der möglichen Gleitflächen besonders große Lasten wirken.

Zu „9.7.3 Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden“

A (3) Die Nachweise nach (1)P sind auch für Raumgitterkonstruktionen und andere aus Einzelteilen zusammengesetzte Stützkörper, z. B. Gabionen (Draht-Schotter-Körbe) zu erbringen. Hierbei ist die untere Breite des Stützkörpers wie die Sohlbreite einer massiven Gewichtsstützwand anzusetzen.

Zu „9.7.4 Versagen bodengestützter Wände durch Drehung“

A (4) Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingung

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad \text{A (9.5)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

$B_{h,d}$ der Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft;

$E_{ph,d}$ der Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands.

A (5) Werden die Schnittgrößen von im Boden frei aufgelagerten oder eingespannten Wänden nach A 9.7.1.4 A (1b) auf der Grundlage von verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktionen, z. B. mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens, ermittelt, dann ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Horizontalkomponente $B_{h,d}$ der resultierenden Auflagerkraft nicht größer ist als der Bemessungswert des Erdwiderstands für den zugehörigen Teil der Einbindetiefe.

DIN 1054:2010-12**Zu „9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung“**

A (6) Es ist nachzuweisen, dass wandartige Stützbauwerke, z. B. Spundwände, Pfahlwände und Schlitzwände sowie Bohlträger nicht infolge von wandparallelen, in der Regel senkrechten Beanspruchungen im Boden versinken. Eine ausreichende Sicherheit gegen Versinken ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingung

$$V_d = \sum V_{d,i} \leq R_d \quad \text{A (9.6)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

V_d der Bemessungswert der senkrechten Beanspruchungen am Wand- oder Bohlträgerfuß nach A 9.7.1.3 A (6);

R_d der Bemessungswert des Widerstands der Wand bzw. des Bohlträgers, z. B. der senkrechten Komponente der Fußauflagerkraft, des Fußwiderstands und gegebenenfalls des Mantelwiderstands.

A (7) Wird bei der Ermittlung des Erddrucks ein negativer Erddruckneigungswinkel nach DIN 4085:2007-10 zugrunde gelegt, dann darf die nach oben gerichtete Vertikalkomponente

$$E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_{a,k}$$

von den nach unten gerichteten charakteristischen Vertikalbeanspruchungen abgezogen werden. Der Betrag des negativen Erddruckneigungswinkels darf die in Tabelle A 9.1 angegebenen Werte nicht überschreiten.

A (8) Der charakteristische Widerstand von Bohlträgern, Bohrpfahlwänden, Schlitzwänden und Spundwänden gegen senkrechte Beanspruchungen ist in Anlehnung an 7.6 zu ermitteln. Hierbei ist zu beachten, dass auf Flächen, die durch einen von oben nach unten wirkenden Erddruck belastet sind, nicht gleichzeitig Kräfte in den Untergrund abgetragen werden können. Auf der Innenseite der Wand darf der Reibungswiderstand

$$R_{B,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_{B,k} \quad \text{A (9.7a)}$$

angesetzt werden. Der Betrag des negativen Winkels $\delta_{B,k}$ darf die in Tabelle A 9.1 angegebenen Werte nicht überschreiten. Ersatzweise darf an Stelle des Reibungswiderstands $R_{B,k}$ der Mantelwiderstand

$$R_{S,k} = A_s \cdot q_{s,k} \quad \text{A (9.7b)}$$

auf der Grundlage von Erfahrungswerten $q_{s,k}$ für die Mantelreibung angesetzt werden.

A ANMERKUNG 1 zu A (8) Die von A 9.7.8 abweichende Ermittlung des Reibungswiderstands $R_{B,k}$ ergibt sich aus den unterschiedlichen Bruchmodellen.

A ANMERKUNG 2 zu A (8) Zur Größe der Erfahrungswerte $q_{s,k}$ für die Mantelreibung siehe EA-Pfähle [6].

Tabelle A 9.1 — Größe des negativen Erddruckneigungswinkels beim Nachweis gegen Versinken

Wandbeschaffenheit	$E_{av,k}$	$B_{v,k}$
Verzahnte Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{2}{3} \cdot \varphi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \varphi'_k$
Raue Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{2}{3} \cdot \varphi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \varphi'_k - 2,5^\circ$ und $ \delta_{B,k} \leq 27,5^\circ$
Weniger raue Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{1}{2} \cdot \varphi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \frac{1}{2} \cdot \varphi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_{a,k} = 0$	$ \delta_{B,k} = 0$

A (9) Bei der Umrechnung der charakteristischen Werte der Widerstände in Bemessungswerte ist für den Reibungswiderstand bzw. für den Mantelwiderstand der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,e}$ wie bei der Horizontal-komponente des Erdwiderstands nach Tabelle A 2.3 maßgebend. Beim Ansatz eines charakteristischen Fußwiderstandes $R_{b,k}$ ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_b wie bei Pfählen zugrunde zu legen.

Zu „9.7.6 Innere Bemessung von Stützbauwerken“

A (5) Die maßgebenden Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen in den Bemessungsquerschnitten ergeben sich nach A 9.7.1.3, soweit in den jeweiligen Bauartnormen nichts anderes vorgeschrieben ist.

A (6) Für die Ermittlung der Bemessungswerte $R_{M,d}$ der Bauteilwiderstände sind die in den jeweiligen Bauartnormen angegebenen Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte maßgebend. Für Verpressanker gilt 8.5.4. Die Korrosion von Bauteilen aus Stahl ist, soweit sie nicht durch bauliche und betriebliche Maßnahmen vermieden wird, durch Abminderung der Widerstände zu berücksichtigen.

A (7) Beim Nachweis der Standsicherheit erhärteter Ort beton-Schlitzwände sind die Angaben in DIN 4126 zu beachten.

A (8) Bei aus einzelnen Blöcken oder Fertigelementen gestapelten Stützkonstruktionen ist der Nachweis der Gleitsicherheit in den waagerechten bzw. geneigten Kontaktflächen in Anlehnung an 6.5.3 zu führen.

A (9) In begründeten Fällen dürfen, im Einvernehmen mit der zuständigen Aufsichtsbehörde, geringere Sicherheiten festgelegt werden.

Zu „9.7.7 Versagen von Verankerungen“

A (5) Zu den drei im Bild 9.6 dargestellten Versagensmöglichkeiten gehören folgende Standsicherheits-nachweise:

- zu Bild 9.6 (a) der Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen von Verpressankern nach 8.5.1 (1)P bzw. von Zugpfählen nach 7.6.3;
- zu Bild 9.6 (b) der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach A 9.7.9;
- zu Bild 9.6 (c) der Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen von Ankerplatten bzw. Ankerwänden nach 8.5.3 A (2).

DIN 1054:2010-12**A 9.7.8 Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstands**

A (1) Es ist nachzuweisen, dass entsprechend der Bedingung

$$V_k = \sum V_{k,i} \geq B_{v,k} \quad \text{A (9.8)}$$

der bei der Ermittlung des Erdwiderstands zugrunde gelegte negative Erddruckneigungswinkel $\delta_{p,k}$ 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.

A 9.7.9 Versagen in der tiefen Gleitfuge

A (1) Bei verankerten Stützwänden ist für den Grenzzustand GEO-2 nachzuweisen, dass die Anker- bzw. Zugpfahlängen ausreichend gewählt worden sind. Dies ist der Fall, wenn der von der Verankerung erfasste Bodenkörper bei einer Drehung um einen tief gelegenen Punkt nicht auf einer tiefen Gleitfuge abrutschen kann.

A ANMERKUNG zu A (1) Zu Einzelheiten des Nachweisverfahrens siehe EAB [1] und EAU [2].

A (2) Sofern die in 9.7.2 A (3) genannten Gegebenheiten vorliegen, können sich aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch größere Anker- bzw. Zugpfahlängen ergeben als aus dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge.

A 9.7.10 Versagen von flüssigkeitsgestützten Schlitzten

A (1) Damit die Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Schlitzten sichergestellt ist, sind folgende Nachweise nach DIN 4126 zu führen:

- Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz und gegen Verdrängen der stützenden Flüssigkeit;
- Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen;
- Sicherheit gegen Abgleiten von Erdkörpern.

Zu „9.8 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“**Zu „9.8.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu 9.8.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 9.8.1 (1)P bis (5), sind nachfolgend in A 9.8.1.1 eingeordnet.

A 9.8.1.1 Rechnerische Nachweise

A (1a) Sofern im Einzelfall benachbarte Gebäude, Leitungen, andere bauliche Anlagen oder Verkehrsflächen gefährdet sein können, z. B.

- durch Setzung bzw. Verkantung einer Gewichtsstützwand,
- durch große Verschiebungen bei geringer Steifigkeit des stützenden Bodens vor einem wandartigen Stützbauwerk oder
- durch Verschiebung und Verkantung eines durch Anker oder Zugpfähle zusammengehaltenen Bodenblocks

und zumindest dann, wenn mit einem höheren als dem aktiven Erddruck gerechnet wird, sind gesonderte Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen.

A ANMERKUNG zu A (1a) Zur Ermittlung der Verschiebung und Verkantung eines durch Anker oder Zugpfähle zusammengehaltenen Bodenblockes siehe EAB [1], EB 46, Absatz 1 und EB 83, Absatz 11 sowie die zugehörigen Literaturangaben.

A (1b) Maßgebend ist das gleiche statische System wie bei der Ermittlung der Schnittgrößen bzw. der Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2.

A (3) Veränderliche Einwirkungen sind nur insoweit zu berücksichtigen, wie sie irreversible Verschiebungen oder Verformungen erzeugen.

A 9.8.1.2 Nachweis auf der Grundlage von Erfahrungen

A (1) Bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden und bei mindestens steifen bindigen Böden kann bei Nachweis einer ausreichenden Sicherheit in den Grenzzuständen GEO-2 und GEO-3 nach 9.7 für die Bemessungssituation BS-P bei Dauerbauwerken davon ausgegangen werden, dass die zu erwartenden Verschiebungen und Verformungen vom Stützbauwerk und seiner Umgebung ohne schädliche Auswirkungen aufgenommen werden können. Es darf somit in der Regel auf einen gesonderten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, sofern keine erhöhten Ansprüche an die Gebrauchstauglichkeit gestellt werden. Im Einzelnen kann von den nachfolgend genannten Erfahrungen ausgegangen werden. Inwieweit diese Angaben für vorübergehende Bauzustände der Bemessungssituation BS-T gelten, ist im Einzelfall zu prüfen.

A (2) Bei Stützbauwerken mit Flach- bzw. Flächengründung werden schädliche Verkantungen vermieden durch die Einhaltung der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden nach A 6.6.5. Unzutragliche Verschiebungen in der Sohlfuge werden vermieden durch die Begrenzung der Bodenreaktion an der Stirnseite des Fundamentkörpers nach A 6.6.6 A (1), unzulässige Setzungen durch den vereinfachten Nachweis nach A 6.10

A (3) Bei Stützbauwerken mit einer Pfahlgründung sind unzutragliche Setzungen und Verkantungen nach [6] nicht zu erwarten, wenn Pfahlsysteme verwendet werden, die im Gebrauchslastbereich nur geringe Setzungen aufweisen, z. B. einige Verdrängungspfahlsysteme nach DIN EN 12699 oder verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199. Dies gilt aber nicht, wenn eine Pfahlgruppenwirkung zu erwarten ist oder eine schwimmende Pfahlgründung in gering tragfähigen Böden ausgeführt wird.

A (4) Bei wandartigen Stützbauwerken mit Einbindung in den Untergrund ergibt sich durch den Nachweis nach 9.7.4 ein ausreichend großer Abstand zwischen dem mobilisierten und dem charakteristischen Erdwiderstand, so dass eine zusätzliche Abminderung des Bemessungswertes des Erdwiderstands zur Berücksichtigung der Abhängigkeit vom Bewegungsmaß in der Regel nicht erforderlich ist.

A (5) Nach 11.6 enthält der Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und Geländebruch im Grenzzustand GEO-3 in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit gegen den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

A (6) Für die Bemessungssituation BS-T bei Baugrubenkonstruktionen in mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden und bei mindestens steifen bindigen Böden darf in der Regel auf einen gesonderten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, sofern die Regelungen der EAB [1] beachtet und keine erhöhten Ansprüche gestellt werden.

Zu „9.8.2 Verschiebungen“

A (2) Sofern die Fußverschiebungen einer Wand mit Rücksicht auf die Gebrauchstauglichkeit begrenzt werden müssen, z. B. bei Baugrubenwänden neben Gebäuden oder bei Stützung des Wandfußes in weichem bindigem Boden, wird empfohlen, den charakteristischen Erdwiderstand mit einem Anpassungsfaktor $\eta < 1$ abzumindern und den Nachweis der Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers mit dem abgeminderten Bemessungswert des Erdwiderstands zu führen:

$$E_{ph,d} = \eta \cdot E_{ph,k} / \gamma_{R,e} \quad \text{A (9.9)}$$

DIN 1054:2010-12

A (10) Insbesondere bei Stützbauwerken mit ausgeprägter Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk sowie bei Stützbauwerken in weichen Böden wird die Anwendung der Beobachtungsmethode nach 2.7 empfohlen.

Zu „10 Hydraulisch verursachtes Versagen“**Zu „10.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu A 10.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 10.1 1(P) bis (6), sind in 10.1.1 eingeordnet.

A 10.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (2) Bei von unten nach oben durchströmten homogenen bindigen Bodenschichten, bei denen ein Austrag von einzelnen Bodenpartikeln durch eine ausreichend große Kohäsion verhindert wird, ist nur ein Nachweis gegen Aufschwimmen erforderlich. Eine ausreichend große Kohäsion kann angenommen werden, wenn mindestens steifer toniger bindiger Boden ansteht.

A (7) Bei stabilisierenden ständigen Einwirkungen sind nach 2.4.5.2 (5) die beteiligten Wichten mit ihrem unteren charakteristischen Wert, z. B. bei unbewehrtem Beton mit $\gamma = 23,0 \text{ kN/m}^3$ und bei Stahlbeton mit $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$, zu berücksichtigen.

A (8) Die nachfolgenden Nachweise setzen ein ausreichend duktilen Verhalten von Baugrund und Bauwerk voraus; siehe Anmerkung zu 2.4.1 (11).

A (9) Zur Berücksichtigung einer Verminderung oder Begrenzung des Wasserdrucks durch bauliche Maßnahmen siehe 9.6 A (6).

A (10) Auch für den Fall einer Überwachung ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A für mögliche Grenzzustände UPL, HYD, STR, GEO-2 und GEO-3 eine ausreichende Standsicherheit für den Fall nachzuweisen, dass die Entspannungseinrichtung versagt.

A ANMERKUNG zu A (10) Zum Nachweis von Baugruben siehe auch EB 58 bis EB 66 der EAB [1].

A 10.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Baumaßnahmen, bei denen ein Aufschwimmen oder ein hydraulischer Grundbruch auftreten kann, sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Folgende Fälle sind in der Regel der Geotechnischen Kategorie GK 2 zuzuordnen:

- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von nicht verankerten Konstruktionen erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist.

A (3) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen die Berücksichtigung der räumlichen Zuströmung beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist.

Zu „10.2 Versagen durch Aufschwimmen“

A 10.2.1 Allgemeines

A 10.2.2 Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften

A (1) Wirken auf ein Bauwerk Scherkräfte ein, die der hydraulischen Auftriebskraft entgegen gerichtet sind, dann ist nachzuweisen, dass für den Grenzzustand UPL die Bedingung

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + T_k \cdot \gamma_{G,stb} \quad A (10.1)$$

erfüllt ist.

Dabei ist

- $G_{dst,k}$ der charakteristische Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{G,dst}$ der Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $Q_{dst,rep}$ der charakteristische bzw. repräsentative Wert veränderlicher destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,dst}$ der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende veränderliche Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $G_{stb,k}$ der untere charakteristische Wert stabilisierender ständiger, vertikaler Einwirkungen des Bauwerks;
- $\gamma_{G,stb}$ der Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- T_k die zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft.

A (2) Die zusätzlich als Einwirkung angesetzte Scherkraft kann z. B. sein:

- die Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a \quad A (10.2)$$

unmittelbar an der Bauwerkswand;

- die Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \varphi' \quad A (10.3)$$

in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge. In beiden Fällen darf die Reibungskraft wie die Vertikalkomponente eines aktiven Erddruckes $\min E_a$ behandelt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass es sich bei $\min E_{ah,k}$ um den kleinsten zu erwartenden Erddruck nach 9.5.1 A (11) handelt. Der Anpassungsfaktor ist mit $\eta_z = 0,80$ in den Bemessungssituationen BS-P und BS-T bzw. $\eta_z = 0,90$ in der Bemessungssituation BS-A anzusetzen. Falls in begründeten Fällen eine Kohäsion angesetzt wird, ist auch die Kohäsionskraft mit diesem Anpassungsfaktor abzumindern.

A (3) Damit die Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht maßgeblich von den Scherkräften abhängig ist, muss bei Dauerbauwerken zusätzlich nachgewiesen werden, dass die Grenzzustandsbedingung A (10.1) ohne Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A erfüllt ist.

DIN 1054:2010-12**A 10.2.3 Nachweis von verankerten Konstruktionen**

A (1) Für den Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von Gründungskörpern oder Bauwerken, die mit Zugelementen im Baugrund verankert werden, ist 7.6.3 zu beachten.

A 10.2.4 Bemessung der Sohle

Es ist der Nachweis des Grenzzustandes STR in der Sohle des Bauwerkes oder der Baugrubenkonstruktion zu führen. Insbesondere ist eine ungleichmäßige Verteilung des Sohlwasserdrucks, z. B. infolge von Versprüngen in der Sohlfläche, und eine ungleichmäßige Verteilung der Eigengewichtslasten, z. B. bei Anordnung von Wänden, zu berücksichtigen. Auch der Ansatz von Scherkräften beeinflusst die Biegemomente.

Zu „10.3 Hydraulischer Grundbruch“

A (1a) Die Teilsicherheitsbeiwerte für die stabilisierende ständige Einwirkung und die Strömungskraft bei günstigem und ungünstigem Baugrund im Grenzzustand HYD sind der Tabelle A 2.1 zu entnehmen.

A (1b) Als günstiger Baugrund sind Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden anzusehen, als ungünstiger Baugrund locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden.

A (1c) Bei ungünstigem Baugrund dürfen die für günstigen Baugrund angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, wenn eine filtergerechte Schutzschicht von mindestens 0,3 m Dicke aufgebracht wird.

A (1d) Wenn der Boden vor dem Fuß einer Stützwand von unten nach oben durchströmt wird, ist die Strömungskraft in einem Bodenkörper zu betrachten, dessen Breite in der Regel gleich der halben Einbindetiefe der Stützwand angenommen werden darf. Liegt vor der Stützwand ein Filter, so ist er bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bodenkörpers nicht zu berücksichtigen.

A (1e) Die Strömungskraft S_k ist in der Regel aus der Potentialverteilung zu ermitteln. Die Annahme eines linearen Potentialabbaus ist nicht zulässig.

A (1f) Bei mindestens steifen bindigen Böden können günstige Effekte der Kohäsion oder der Zugfestigkeit beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch angesetzt werden. Hierbei ist besondere Sachkunde und Erfahrung erforderlich.

Zu „10.4 Innere Erosion“

A ANMERKUNG zu 10.4 Zum Nachweis gegen innere Erosion siehe auch das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstrassen* [10]

Zu „10.5 Versagen durch Piping“

A ANMERKUNG zu 10.5 Zum Nachweis gegen Piping siehe auch das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [10] und EAU [2], E 116.

Zu „11 Gesamtstandsicherheit“

Zu „11.1 Allgemeines“

A Anmerkung zu 11.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 11.1 (1)P und (2) sind nachfolgend in A 11.1 eingeordnet.

A 11.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (3) Dieser Abschnitt gilt für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit zum Ausschluss von Böschungs- oder Geländebrüchen. Hierbei werden im Wesentlichen die nachfolgend genannten Konstruktionen erfasst.

- Hänge, Böschungen und Dämme, die nicht oder nur durch eine Oberflächenabdeckung gesichert sind.
- Nicht verankerte Stützbauwerke wie Gewichtsstützwände, Winkelstützwände, Raumgitterkonstruktionen, Stützkonstruktionen aus Gabionen, sowie nicht gestützte, im Boden eingespannte Wände, z. B. Spundwände, Bohrpfehlwände, Schlitzwände, Trägerbohlwände.
- Einfach oder mehrfach durch Zugelemente verankerte Stützwände, z. B. Spundwände, Schlitzwände, Bohrpfehlwände, Trägerbohlwände, die durch ihre Fußeinbindung waagerechte und senkrechte Kräfte in den Baugrund übertragen können.
- 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 direkt in den Baugrund eintragen kann.

A (4) Die für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit erforderlichen Unterlagen sind in DIN 4084 aufgeführt.

A (5) Der Boden einer Böschung oder eines Hanges bzw. vor und hinter einem Stützbauwerk muss gegen Erosion gesichert sein (siehe 9.3.2.2 A (1a) u. (1b)). Freie Erdoberflächen von Böschungen sind rechtzeitig durch Begrünung oder sonstige Maßnahmen gegen Erosion durch Oberflächenwasser zu schützen.

A 11.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung der in A (3) genannten Konstruktionen in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Geböschte Baugruben und nicht verbaute Gräben nach DIN 4124 ohne Einwirkung aus Grundwasser dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören in der Regel Böschungshöhen bis 10 m bei nichtbindigen Böden, bindigen Böden mit mindestens steifer Konsistenz oder Fels mit bekannten geotechnischen Eigenschaften.

A (4) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung von Hängen, Böschungen und Dämmen, nicht verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden sowie konstruktiven Böschungssicherungen in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- allgemein bei mehr als 10 m Höhe;
- ausgeprägte Kriechfähigkeit des Bodens;
- Gefahr von Setzungsfließen;
- Nichtausreichen ebener Betrachtungen von Bruchkörpern im Boden;
- bei Berücksichtigung von Erdbeben.

DIN 1054:2010-12

A (5) Die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 ist in der Regel auch erforderlich beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit von einfach oder mehrfach verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden mit dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken.

Zu „11.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

A (3) Zur Berücksichtigung einer Verminderung oder Begrenzung des Wasserdrucks durch bauliche Maßnahmen siehe 9.6 A (6).

Zu „11.4 Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung“

A ANMERKUNG zu (10) Für Bodenvernagelungen und für Gabionen ist ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis erforderlich, z. B. eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Zu „11.5 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „11.5.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit“

A (14) Stabilisierende Effekte aus Kapillarspannungen dürfen nur dann berücksichtigt werden, wenn deren Wirkung dauerhaft zu erwarten ist.

A (15) Bei Böden, die sich nach 2.4.1 A (11) nicht ausreichend duktil verhalten, ist zu prüfen, ob fortschreitendes Versagen (progressiver Bruch) als Versagensursache in Frage kommt, z. B. bei geschüttetem Boden auf strukturempfindlichem Untergrund.

A (16) Räumliche Bruchmechanismen dürfen durch ebene Bruchmechanismen ersetzt werden, wenn dadurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend erfasst wird.

A (17) Die Tragwirkung von Zuggliedern, Dübeln und Pfählen, die von der Gleitfuge geschnitten werden, ist nach DIN 4084 zu berücksichtigen.

A (18) Bei Eingriffen in Hängen muss eine mögliche Aktivierung geologisch vorgegebener Gleitflächen berücksichtigt werden.

Zu „11.5.2 Felsböschungen und Einschnitte“

A (5) Bei Fels ist je nach Gesteinsfestigkeit, Orientierung des Trennflächengefüges — einschließlich von Klüften — und Belastungsrichtung ein Versagen durch Bruch des Gesteins oder durch Verschiebung in Trennflächen und sonstigen potenziellen Gleitflächen zu untersuchen. Bei Steilböschungen in durch Trennflächen zerlegtem Fels muss zusätzlich nachgewiesen werden, dass kein Versagen durch Kippen eines Einzelblockes oder eines Mehrblocksystems eintreten kann.

Zu „11.5.3 Standsicherheit von Baugruben“

A (4) Weitere Hinweise zur Standsicherheit von Baugruben siehe EAB [1].

A 11.5.4 Konstruktive Böschungssicherungen

A 11.5.4.1 Einwirkungen und Beanspruchungen

A (1) Die Größe des Bemessungserddruckes (der Bemessungseinwirkung) auf die Oberflächensicherung der Stützkonstruktion ist wie folgt zu ermitteln:

- entweder nach A 2.4.6.1.1 durch Ermittlung des charakteristischen Erddruckes mit den charakteristischen Werten der Scherparameter φ'_k und c'_k und nachfolgender Umrechnung mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q nach Tabelle A 2.1 für den Grenzzustand GEO-2;
- oder durch Ermittlung des Bemessungserddruckes mit den Bemessungswerten φ'_d und c'_d der Scherparameter, die sich ihrerseits durch die Abminderung der charakteristischen Werte der Scherparameter $\tan \varphi'_k$ und c'_k mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_φ und γ_c nach Tabelle A 2.3 für den Grenzzustand GEO-3 ergeben.

Maßgebend sind im Einzelfall die Regelungen in den einschlägigen Empfehlungen oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

A (2) Bei der Ermittlung des Erddruckes ist das Folgende zu beachten.

- Die Neigung des auf die Elemente der Oberflächensicherung wirkenden Erddruckes ist parallel zur Neigung der stab- oder flächenförmigen Sicherungselemente anzusetzen, sofern sich nicht aus besonderen örtlichen Gegebenheiten etwas anderes ergibt.
- Sofern durch die Vorspannung der Anker die Wandbewegung stark behindert wird, ist ein erhöhter aktiver Erddruck nach 9.5.4 anzusetzen.
- Die Erddruckverteilung bei vernagelten und verankerten Stützkonstruktionen darf im Allgemeinen rechteckförmig, bei bewehrten, geschütteten Stützkonstruktionen geradlinig mit der Tiefe zunehmend angenommen werden.

Maßgebend sind im Einzelfall die Regelungen in den einschlägigen Empfehlungen oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

A (3) Die Bemessungsbeanspruchungen der Außenhaut sind unter Beachtung ihres statischen Systems und ihrer Auflagerung auf den Zugelementen als Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den Bemessungseinwirkungen zu ermitteln. Die Bemessungseinwirkung darf abgemindert werden, soweit die einschlägigen Empfehlungen und allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen dies erlauben.

A (4) Die Bemessungsbeanspruchung der stab- oder flächenförmigen Sicherungselemente ist zu ermitteln

- aus der Bemessungseinwirkung und der dem jeweiligen Element zugeordneten Fläche der Oberflächensicherung;
- aus dem Defizit des Kräfte- bzw. Momentengleichgewichtes an Gleitkörpern, die von Bruchmechanismen mit geraden bzw. gekrümmten Gleitflächen begrenzt sind, nach DIN 4084 für den Grenzzustand GEO-3, wobei die zu variierenden Gleitflächen einen Teil der Sicherungselemente schneiden.

Der größere Wert der Bemessungsbeanspruchung ist maßgebend.

A (5) Ist für die Bemessungsbeanspruchung eines Sicherungselementes das Defizit des Kräftegleichgewichtes maßgebend, so ist die diesem Element zugeordnete Fläche der Oberflächensicherung mit einem entsprechend höheren Bemessungserddruck zu belasten.

DIN 1054:2010-12

A 11.5.4.2 Herauszieh widerstände

A (1) Die Ermittlung des charakteristischen Herauszieh widerstandes von Ankerverpresskörpern richtet sich nach 8.4 (10)P und 8.7 A (5). Der charakteristische Herauszieh widerstand von Boden- bzw. Felsnägeln, Bewehrungsbändern oder Geokunststoffen ist nach den einschlägigen Empfehlungen und Zulassungen zu ermitteln.

A (2) Die Bemessungswerte für Herauszieh widerstände von Ankerverpresskörpern, Boden- bzw. Felsnägeln und flexiblen Bewehrungselementen ergeben sich aus den charakteristischen Werten, abgemindert mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.3, für den Grenzzustand GEO-3.

A 11.5.4.3 Nachweis der Tragfähigkeit

A (1) Bei Boden- und Felsvernagelungen sowie bei bewehrten Stützkonstruktionen nach 11.1.1 A (3) sind zum Nachweis der Tragfähigkeit die möglicherweise maßgebenden Bruchmechanismen bzw. deren Gleitflächen im Boden im Grenzzustand GEO-3 zu untersuchen. Hierbei sind insbesondere die jeweilige Bauweise, Geländeform, Grundwassersituation sowie Betrag und Stellung von äußeren Lasten zu berücksichtigen. Die Gleitflächen können sämtliche oder einen Teil der bewehrenden Elemente schneiden oder auch ganz umgehen.

A (2) Für konstruktive Böschungssicherungen nach A (1) 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 (Grundbruch, Gleiten) nach 6.5.2 und 6.5.3 zu erbringen und
- die Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 nach 11.5.1 nachzuweisen,

sofern diese Nachweise nicht aufgrund von belegbaren Erfahrungen entbehrlich sind.

A (3) Es ist eine ausreichende Sicherheit gegen Materialversagen (STR) und Herausziehen eines Ankerverpresskörpers, eines Boden- bzw. Felsnagels oder eines Bewehrungselementes nachzuweisen.

Zu „11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

A (4) Bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen und bei mindestens steifen bindigen Böden beinhalten die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabellen A 2.1 bis A 2.3 für die Bemessungssituation BS-P im Grenzzustand GEO-3 in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit gegen den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

A (5) Bei Geländesprüngen neben Gebäuden oder Verkehrsflächen, die erhöhten Gebrauchstauglichkeitsanforderungen unterliegen, kann entweder in begründeten Einzelfällen der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit dadurch erbracht werden, dass der Grenzzustand GEO-3 mit durch Anpassungsfaktoren abgeminderten Bodenwiderständen nachgewiesen oder die Beobachtungsmethode nach 2.7 angewendet wird.

A (6) Wenn bei einer als Gewichtsstützwand modellierten Stützkonstruktion die Sohldruckresultierende im Kern liegt, kann davon ausgegangen werden, dass eine ausreichende Sicherheit gegen Kippen eingehalten wird.

A (7) 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.

Zu „12 Erddämme“

Zu „12.1 Allgemeines“

A Anmerkung zu 12.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 12.1(1)P und (2) sind nachfolgend in A 12.1.1 eingeordnet

A 12.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (3) Dieser Abschnitt gilt für Verkehrsdämme sowie für zeitweise oder ständig wasserbelastete geschüttete Dämme und Deiche mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von < 15 m, gemessen über dem luftseitigen Böschungsfuß. Einzelheiten zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit werden in Abschnitt 11 behandelt.

A 12.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (4) Bei der Einstufung von Dämmen in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (5) Bei den folgenden Merkmalen dürfen Dämme in der Regel der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Dämme auf tragfähigem Baugrund bis 3 m Höhe mit Verkehrsflächen auf der Dammkrone
- Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von bis zu 2 m über dem luftseitig anschließenden Gelände auf tragfähigem Baugrund.

A (6) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören in der Regel Dämme bis 20 m Höhe in ebenem oder flach geneigtem Gelände auf tragfähigem Untergrund, gegebenenfalls mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels bis höchstens 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände.

A (7) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung von Dämmen in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Dämme auf stark geneigtem Gelände;
- Dämme auf wenig tragfähigem Baugrund, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verformungen erfordern;
- Dämme, die Setzungen an verformungsempfindlichen Bauwerken auslösen;
- Dämme, bei denen die Tragfähigkeit und/oder das Setzungsverhalten des Baugrunds durch Zusatzmaßnahmen verbessert wird;
- Dämme in Bergsenkungsgebieten und bei der Gefahr von Tagesbrüchen;
- Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von mehr als 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände und/oder einem hohen Schadenspotential, z. B. bei einem Stauvolumen von mehr als $100\,000\text{ m}^3$;
- bei Berücksichtigung von Erdbeben.

DIN 1054:2010-12

Zu „12.2 Grenzzustände“

A (3) Bei verfestigten oder bewehrten Dämmen auf weichem Boden, die den Baugrund monolithisch belasten, ist der zusätzlich zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit auch der Nachweis des Grundbruches für den Anfangs-, Zwischen- und Endzustand zu führen, wobei eine Zunahme der Scherfestigkeit mit der Tiefe und der Überschüttung angesetzt werden kann.

Zu „12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

A (4a) Bei wasserbelasteten Dämmen mit mineralischen Dichtungen müssen Veränderungen der Materialeigenschaften durch Feuchteschwankungen durch Quellen und Schrumpfen in Hinblick auf die Beständigkeit der Dichtung berücksichtigt werden.

A (4b) Bei wasserbelasteten Dämmen sind gegebenenfalls die Beanspruchungen des Dammkörpers und des Untergrundes infolge einer Durchströmung zu berücksichtigen.

A Anhang AA (informativ)

Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

Nach A 2.1.2.1 A (11) ist die Einstufung der bautechnischen Maßnahmen in die Geotechnischen Kategorien GK 1, GK 2 oder GK 3 vor Beginn der geotechnischen Erkundung vorzunehmen. Maßgebend für die Einstufung ist jenes Merkmal, das die höchste Geotechnische Kategorie ergibt. Die Einstufung und die daraus resultierenden Anforderungen sind im Zuge der Projektbearbeitung aufgrund der Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauausführung zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen. Der A Anhang AA fasst die in DIN EN 1997-1 und in den einzelnen Abschnitten der DIN 1054 enthaltenen Regelungen in einer Übersicht zusammen (siehe Tabelle AA.1).

Tabelle AA.1 — Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
1 Baugrund (Aus Abschnitt 2)	Baugrund in waagrechttem oder schwach geneigtem Gelände, der nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt ist	Durchschnittliche Baugrundverhältnisse, die nicht in GK 1 oder GK 3 fallen	Ungewöhnliche oder besonders schwierige Baugrundverhältnisse wie: <ul style="list-style-type: none"> — geologisch junge Ablagerungen mit regelloser Schichtung bzw. geologisch wechselhafte Formationen; — Böden, die zum Kriechen, Fließen, Quellen oder Schrumpfen neigen; — bindige Böden, bei denen die Restscherfestigkeit maßgebend sein kann; — bindige Böden ohne ausreichende Duktilität, z. B. strukturempfindliche Seetone; — weiche organische und organogene Böden größerer Mächtigkeit; — Fels, der zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt, z. B. Salz, Gips und verschiedene veränderlich feste Gesteine; — Fels, der in Bezug auf das Bauvorhaben ungünstig verlaufende Störungszonen oder Trennflächen enthält — Bergsenkungsgebiete oder Gebiete mit Erdfällen oder Baugrund mit ungesicherten Hohlräumen — unkontrolliert geschüttete Auffüllungen.

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
2 Grundwasser (Aus Abschnitt 2)	Grundwasser liegt unterhalb der Baugruben- bzw. Gründungssohle	Freie Grundwasseroberfläche liegt höher als die Bauwerkssohle Grundwasserzutritte bzw. die Wasserhaltung sind mit üblichen Maßnahmen beherrschbar Durch diese Maßnahmen sind keine ungünstigen Einflüsse auf die Umgebung zu befürchten	Gespanntes Grundwasser kann durch Bodenaushub zu artesischem Grundwasser werden
3 Bauwerk allgemein (Aus Abschnitt 2)	Setzungsunempfindliche, flach gegründete Bauwerke mit Stützenlasten bis 250 kN und Streifenlasten bis 100 kN/m wie Einfamilien-häuser, eingeschossige Hallen, Garagen Bauwerke, bei denen nach DIN EN 1998-5/NA im Hinblick auf Erdbebenbelastung kein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Benachbarte Gebäude, Verkehrswege, Leitungen usw. werden durch das Bauwerk selbst oder durch die für seine Errichtung notwendigen Bauarbeiten nicht in ihrer Standsicherheit gefährdet oder in ihrer Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt	Übliche Hoch- und Ingenieurbauten auf Einzelfundamenten, Streifenfundamenten, Gründungsplatten oder Pfahlgründungen Leitungsgräben bis 5 m Tiefe Bauwerke der Bedeutungskategorien I und II nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Durch konstruktive Maßnahmen, z. B. dichte und steife Baugrubenumschließung, ist ein schädlicher Einfluss der Baumaßnahme auf Nachbarschaft und Umgebung nicht zu erwarten	Bauwerke mit hohem Sicherheitsanspruch oder hoher Verformungsempfindlichkeit Bauwerke mit ungewöhnlichen Lastkombinationen, die für die Gründung maßgebend werden Bauwerke, die durch Wasser mit einer Druckhöhe von mehr als 5 m belastet sind Einrichtungen und Baumaßnahmen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern, sofern damit ein Risiko für benachbarte Bauten entsteht Bauwerke der Bedeutungskategorie III und IV nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode zum Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit angewendet wird

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
4 Besondere Bauwerke (Aus Abschnitt 2)	GK 1 entfällt	Unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte in festem, wenig geklüftetem Fels	Senkkastengründungen mit Druckluft Unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte, in Lockergestein oder in geklüftetem Fels Kerntechnische Anlagen Offshore-Bauten Chemiewerke und Anlagen, in denen gefährliche Stoffe erzeugt, gelagert oder umgeschlagen werden
5 Sonstige Baumaßnahmen und Bauverfahren (Aus Abschnitt 2)	GK 1 entfällt	Boden- und Felsdeponien ohne Kontamination Übliche Horizontalbohrungen für den Leitungsbau	Deponien aller Art, ausgenommen nicht kontaminierte Böden und Felsaushübe Horizontalbohrungen mit hohen Spülungsdrücken z. B. im HDD-Verfahren (Horizontal Direction Drilling), Microtunneling. Verfahren des Spezialtiefbaus wie Schlitzwände, Einpressarbeiten und Düsenstrahlarbeiten
6 Flächen-gründungen (Aus Abschnitt 6)	Einzel- und Streifenfundamente von Bauwerken entsprechend A 2.1.2 A (16c), bei denen die Voraussetzungen für den vereinfachten Tragfähigkeitsnachweis nach A 6.10 A (1) a) bis c) erfüllt sind Gründungsplatten für maximal zweigeschossige, gut ausgesteifte Bauwerke.	Übliche Einzelfundamente, Streifenfundamente und Fundamentplatten, soweit sie nicht in die Geotechnische Kategorie GK 1 eingestuft werden dürfen.	Bauwerke mit besonders hohen Lasten Gründungen für Brücken mit großen Spannweiten, z. B. über 40 m, und mit statisch unbestimmt gelagerten Überbauten, die bei Setzungsunterschieden der Stützen und Widerlager maßgebende Zwangsbeanspruchungen erfahren; auch für integrale Brücken Maschinenfundamente mit hohen dynamischen Lasten Gründungen für hohe Türme wie Sendemasten, Industrieschornsteine Ausgedehnte Plattengründung auf Baugrund mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Grundriss Gründungen neben bestehenden Gebäuden, wenn die in DIN 4123:2000-09, 7.1, 8.1 und 9.1 angegebenen Voraussetzungen nicht zutreffen Gründung eines Bauwerks bei teils hoch, teils tief liegender Gründungsebene oder mit unterschiedlichen Gründungselementen Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
7 Pfahlgründungen (Aus Abschnitt 7)	GK 1 entfällt	Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Druck aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.2.3 Übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach 2.4.2.1 A (8a) Einwirkungen auf Pfähle quer zur Pfahlachse am Pfahlkopf Pfähle mit negativer Mantelreibung	Erhebliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach 2.4.2.1 A (8b) und 2.4.2.1 A (8c) Geneigte Zugpfähle mit einer Neigung flacher als 45° Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Zug aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.3.3 Beanspruchung quer zur Pfahlachse aus Seitendruck oder Setzungsbiegung Hoch ausgelastete Pfähle in Verbindung mit sehr geringen zulässigen Setzungen Pfähle mit einer Mantel- und/oder Fußverpressung Kombinierte Pfahl-Plattengründungen
8 Verankerungen (Aus Abschnitt 8)	GK 1 entfällt	Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern ausreichende Erfahrungen vorliegen Kurzzeitanker	Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen Daueranker
9 Stützbauwerke (Aus Abschnitt 9)	Stützbauwerke bis 2,0 m Höhe des Geländesprungs, wenn hinter den Wänden keine hohen Auflasten wirken Gräben für Leitungen oder Rohre bis 2 m Tiefe, die nicht in das Grundwasser einschneiden Stützung von Grabenwänden durch Grabenverbaugeräte nach DIN 4124:2002-10, Abschnitt 5 Normverbau nach DIN 4124:2002-10, 6.2 und 7.3	Stützbauwerke und Baugrubenwände bis 10 m Geländesprung	Stützbauwerke und Baugrubenwände von mehr als 10 m Tiefe Baugruben in weichen Böden Stützbauwerke neben dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
10 Hydraulisch verursachtes Versagen (Aus Abschnitt 10)	GK 1 entfällt	Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von nicht verankerten Konstruktionen erforderlich ist Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist	Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen erforderlich ist Bauvorhaben, bei denen die Berücksichtigung der räumlicher Zuströmung beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist
11 Gesamtstandsicherheit (Aus Abschnitt 11)	Geböschte Baugruben und nicht verbaute Gräben nach DIN 4124 ohne Einwirkung aus Grundwasser	Böschungshöhen bis 10 m bei nichtbindigen Böden, bindigen Böden mit mindestens steifer Konsistenz oder Fels mit bekannten geotechnischen Eigenschaften	Hänge, Böschungen und Dämme, nicht verankerte Stützbauwerke und Baugrubenwände sowie konstruktive Böschungssicherungen in folgenden Fällen: <ul style="list-style-type: none"> — allgemein bei mehr als 10 m Höhe — bei ausgeprägter Kriechfähigkeit des Bodens — bei Gefahr von Setzungsfließen — bei Nichtausreichen ebener Betrachtungen von Bruchkörpern im Boden — bei maßgeblichem Einfluss von Erdbeben Gesamtstandsicherheit bei einfach oder mehrfach verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden mit dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
12 Erddämme (Aus Abschnitt 12)	<p>Dämme auf tragfähigem Baugrund bis 3 m Höhe, gegebenenfalls mit Verkehrsflächen auf der Dammkrone</p> <p>Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von bis zu 2 m über dem luftseitig anschließenden Gelände auf tragfähigem Baugrund</p>	<p>Dämme bis 20 m Höhe in ebenem oder flach geneigtem Gelände auf tragfähigem Untergrund, gegebenenfalls mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels bis höchstens 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände</p>	<p>Dämme auf stark geneigtem Gelände</p> <p>Dämme auf wenig tragfähigem Baugrund, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verformungen erfordern</p> <p>Dämme, die Setzungen an verformungsempfindlichen Bauwerken auslösen</p> <p>Dämme, bei denen die Tragfähigkeit und/oder das Setzungsverhalten des Baugrunds durch Zusatzmaßnahmen verbessert wird</p> <p>Dämme in Bergsenkungsgebieten und bei der Gefahr von Tagesbrüchen oder Erdfällen</p> <p>Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von mehr als 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände und/oder einem hohen Schadenspotential, z. B. bei einem Stauvolumen von mehr als 100 000 m³</p> <p>Maßgeblicher Einfluss von Erdbeben</p>

