



Geotechnik

Grundbau

Gerd Möller

Bauingenieur-Praxis



Gerd Möller

Geotechnik

Grundbau

3. Auflage

Geotechnik

Grundbau

Gerd Möller

Professor Dr.-Ing. Gerd Möller
Fregestr. 37
12161 Berlin

Titelbilder

Gründungsarbeiten in Dubai – Fa. Keller
Quartier HC 34, Überseequartier HafenCity, Hamburg, Baugrubenverbau mit aufgelöster und überschnittener Bohrpfahlwand
Gründung mit Teilverdrängungsbohrpfählen – Franki Grundbau GmbH & Co. KG
Ankerungsarbeiten für das königliche Schloß in Madrid – Porr Bau GmbH
Bauvorhaben „Pionierpark Mühlheim am Main“ – Stump Spezialtiefbau GmbH

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie;
detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

© 2016 Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Rotherstraße 21,
10245 Berlin, Germany

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsanlagen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may be reproduced in any form – by photoprinting, microfilm, or any other means – nor transmitted or translated into a machine language without written permission from the publisher.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Umschlaggestaltung: stilvoll, Werbe- und Projektagentur, Waldulm
Herstellung: pp030 – Produktionsbüro Heike Praetor, Berlin
Satz: Beltz Bad Langensalza GmbH, Bad Langensalza
Druck und Verarbeitung:

Printed in the Federal Republic of Germany.
Gedruckt auf säurefreiem Papier.

3. Auflage

Print ISBN: 978-3-433-03172-8
ePDF ISBN: 978-3-433-60798-5
oBook ISBN: 978-3-433-60799-2

Für Susanne

Vorwort

Mit der bauaufsichtlichen Einführung von DIN 054:2005-01 wurde, auch in der Geotechnik, das Konzept der globalen Sicherheiten durch das der Teilsicherheiten abgelöst. Für die Bauordnungen der Bundesländer der Bundesrepublik Deutschland gilt dies ausschließlich seit dem Jahr 2007. Außerdem wurden in diesen Ordnungen seit 2012 die rein nationalen Normen durch europäische Normen ersetzt. Nationale Normen dienen seitdem insbesondere der Ergänzung der europäischen Normen. In der aktuellen (2016) „Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen“ sind von den für den Grundbau aufgeführten elf Normen fünf Europäische Normen, ergänzt durch fünf Deutsche Normen. Nur eine Norm (DIN 4123) ist eine rein Deutsche Norm.

Für die in der Praxis tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure war und ist all dies verbunden mit dem Kennenlernen vieler neuer Normen. Außerdem sind nun zur gleichen Thematik oftmals gleichzeitig mehrere Normen zu berücksichtigen, was als wenig anwenderfreundlich anzusehen ist. 2011 wurden deshalb für die Geotechnik zwei Normen-Handbücher veröffentlicht, mit denen das Arbeiten mit den Normen erleichtert werden soll. Der Band 1 (Allgemeine Regeln) enthält DIN EN 1997-1, DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054 als ergänzende deutsche Norm. Im Band 2 (Erkundung und Untersuchung) finden sich DIN EN 1997-2, DIN EN 1997-2/NA sowie DIN 4020 als ergänzende deutsche Norm. Grundsätzlich zu bemerken ist, dass der Seitenumfang der im jeweiligen Anwendungsfall zu berücksichtigenden Normen enorm zugenommen hat und die entsprechenden Normen immer wieder erneuert oder ergänzt werden. Als Beispiel sei die im Dezember 2015 erschienene Neuauflage von Band 1 erwähnt, die, wegen der inzwischen erschienenen Ergänzungen für DIN 1054, erforderlich wurde. Die seit März 2014 in überarbeiteter Form vorliegende DIN EN 1997-1 wurde in der Neuauflage allerdings nicht berücksichtigt.

Das vorliegende Buch soll den Umgang mit dem neuen Regelwerk erleichtern. Neben einer Vielzahl von Formeln, Tabellen, Grafiken, Bildern und Verweisen auf zu beachtende Textstellen in Normen finden sich zusätzliche Anwendungsbeispiele, da auch im Berufsleben stehende Ingenieure Neues gern anhand von Fallbeispielen erlernen.

Trotz des nicht unerheblichen Umfangs des Buches waren, auch aus Kostengründen, Einschränkungen bezüglich der Auswahl und der Behandlung der einzelnen Themengebiete erforderlich. Wegen des damit verbundenen teilweisen Verzichts auf Vollständigkeit bzw. Ausführlichkeit wird an vielen Stellen auf weitergehende Literatur verwiesen.

Anregungen und kritische Stellungnahmen meiner Leser begrüße ich sehr, denn erst durch das Infragestellen und neue Überdenken eröffnen sich Wege zur Verbesserung des Erreichten.

Berlin im Mai 2016

Gerd Möller

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	VII
1 Zum Normen-Handbuch Eurocode 7	1
1.1 Allgemeines.	1
1.2 Einwirkungen, geotechnische Kenngrößen, Widerstände	2
1.2.1 Einwirkungen.	3
1.2.2 Geotechnische Kenngrößen.	4
1.2.3 Widerstände.	4
1.3 Charakteristische und repräsentative Werte	4
1.3.1 Charakteristische Werte.	4
1.3.2 Repräsentative Werte.	5
1.4 Grenzzustände	6
1.5 Bemessungssituationen und Teilsicherheitsbeiwerte	7
1.5.1 Bemessungssituationen.	7
1.5.2 Teilsicherheitsbeiwerte.	9
1.6 Bemessungswerte	12
1.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen.	12
1.6.2 Bemessungswerte von geotechnischen Kenngrößen.	13
1.6.3 Bemessungswerte von Bauwerkseigenschaften.	13
1.7 Rechnerische Nachweisführung der Tragsicherheit	13
1.7.1 Verlust der Lagesicherheit (EQU).	14
1.7.2 Versagen im Tragwerk und im Baugrund (STR und GEO).	14
1.7.3 Versagen durch Aufschwimmen (UPL).	16
1.7.4 Versagen durch hydraulischen Grundbruch (HYD).	16
1.8 Beobachtungsmethode	17
2 Frost im Baugrund	19
2.1 Allgemeines und Regelwerke	19
2.1.1 Allgemeines.	19
2.1.2 Regelwerke.	19
2.2 Homogener und nicht homogener Bodenfrost	19
2.3 Frostkriterien	20
2.3.1 Frostempfindliche Böden nach <i>Casagrande</i>	20
2.3.2 Frostkriterien nach <i>Schaible</i>	20
2.3.3 Klassifikation der Frostempfindlichkeit nach DIN 18196.	21
2.3.4 Klassifikation der Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 09.	22
2.4 Frosttiefen und frostfreie Gründungen	23
2.5 Frostschäden und Maßnahmen zu ihrer Vermeidung	24
2.5.1 Straßenbau und Flugplatzbefestigungen.	25
2.5.2 Hochbau.	27
2.5.3 Bei Baugruben und Böschungen.	29
3 Baugrundverbesserung	31
3.1 Allgemeines und Regelwerke	31
3.1.1 Allgemeines.	31
3.1.2 Regelwerke.	32
3.2 Verdichtung von Böden	32
3.2.1 Oberflächenverdichtung nichtbindiger Böden.	33

3.2.2	Tiefenverdichtung nichtbindiger Böden mit dem Rütteldruckverfahren.	35
3.2.3	Oberflächenverdichtung bindiger Böden.	37
3.2.4	Verdichtung durch Vorbelastung.	38
3.2.5	Vakuumkonsolidierung.	40
3.2.6	Verdichtung durch Grundwasserabsenkung.	41
3.2.7	Dynamische Intensivverdichtung.	42
3.3	Bodenaustauschverfahren.	44
3.3.1	Polstergründung (Bodenteilersatz).	45
3.3.2	Tiefenverdichtung mittels Rüttelstopfverdichtung.	46
3.3.3	Geokunststoffummantelte Sandsäulen.	48
3.4	Injektionsverfahren.	50
3.4.1	DIN-Normen.	51
3.4.2	Begriffe.	52
3.4.3	Erforderliche Baugrunduntersuchungen.	53
3.4.4	Einpresstechnik und Injektionsgeräte.	54
3.4.5	Verpressvorgang.	56
3.4.6	Zementinjektionen.	56
3.4.7	Silikatgelinjektionen.	58
3.4.8	Kunstharzinjektionen.	58
3.4.9	Anwendungsbeispiele.	58
3.4.10	Prüfung und Überwachung.	60
3.4.11	Standicherheit von Einpresskörpern im Lockergestein nach DIN 4093.	61
3.5	Düsenstrahlverfahren.	62
3.5.1	Allgemeines.	62
3.5.2	Begriffe nach DIN EN 12716.	62
3.5.3	Herstellungsweise und Eigenschaften von Düsenstrahlelementen.	63
3.5.4	Anwendungsmöglichkeiten.	66
4	Flachgründungen.	69
4.1	Allgemeines und Normen.	69
4.1.1	Allgemeines.	69
4.1.2	DIN-Normen.	69
4.2	Begriffe und Grundlagen.	70
4.2.1	Begriffe.	70
4.2.2	Untersuchungen des Baugrunds.	70
4.2.3	Konstruktionen bei großen zu erwartenden Setzungsunterschieden.	71
4.2.4	Dehnfugen.	72
4.3	Entwurf, Auswahl und konstruktive Forderungen.	74
4.3.1	Entwurfsgrundlagen.	74
4.3.2	Auswahlkriterien.	75
4.3.3	Konstruktive Forderungen.	75
4.4	Einwirkungen und Widerstände.	76
4.4.1	Einwirkungen.	76
4.4.2	Widerstände des Baugrunds.	77
4.5	Äußere Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.	78
4.6	Einzelfundamente.	82
4.6.1	Unbewehrte Betonfundamente.	83
4.6.2	Stahlbetonfundamente.	85
4.6.3	Gestaltung.	87
4.6.4	Sohldruckverteilung.	89
4.6.5	Biegebemessung von Stahlbetonfundamenten.	90
4.6.6	Nachweis gegen Durchstanzen bei Stahlbetonfundamenten.	92
4.6.7	Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1992-1-1.	96

4.6.8	Vorgefertigte Einzelfundamente.....	96
4.6.9	Vorgefertigte Köcherfundamente.....	98
4.6.10	Verankerung von Stahlstützen.....	99
4.7	Streifenfundamente.....	100
4.7.1	Unbewehrte Betonfundamente.....	101
4.7.2	Stahlbetonfundamente.....	102
4.7.3	Einseitige Fundamente.....	105
4.7.4	Bemessungsmomente für Stahlbetonfundamente.....	106
4.7.5	Nachweis der Tragfähigkeit für Querkraft.....	107
4.7.6	Stahlbetonträgerroste.....	108
4.8	Gründungsbalken.....	109
4.9	Gründungsplatten.....	113
4.9.1	Allgemeines.....	113
4.9.2	Platten konstanter Dicke und örtlich verstärkte Platten.....	114
4.9.3	Berechnungsverfahren für Gründungsbalken und -platten.....	114
4.9.4	Spannungstrapezverfahren, vorgegebene Sohldruckverteilung.....	116
4.9.5	Verteilung nach Boussinesq, vorgegebene Sohldruckverteilung.....	117
4.9.6	Belastungsgleiche Verteilung, vorgegebene Sohldruckverteilung.....	117
4.9.7	Bettungsmodulverfahren, verformungsabhängige Sohldruckverteilung.....	118
4.9.8	StEIFenmodulverfahren, verformungsabhängige Sohldruckverteilung.....	120
5	Pfähle.....	127
5.1	Allgemeines und Regelwerke.....	127
5.1.1	Allgemeines.....	127
5.1.2	Regelwerke.....	128
5.2	Einteilungen der Pfähle.....	128
5.2.1	Nach der Art ihrer vorwiegenden Lastabtragung.....	128
5.2.2	Nach der Lage der tragfähigen Schicht bei Druckpfählen.....	129
5.2.3	Nach ihrem Baustoff.....	129
5.2.4	Nach ihrer Lage im Boden.....	131
5.2.5	Nach ihrer Herstellung und der Art ihres Einbaus.....	131
5.2.6	Nach der Art ihrer Beanspruchung.....	131
5.3	Verdrängungspfähle.....	132
5.3.1	Begriffe, Einteilung und Herstellgenauigkeit nach DIN EN 12699.....	132
5.3.2	Reihenfolge des Einbringens, Pfahlabstände und -neigungen.....	133
5.3.3	Holzpfähle.....	134
5.3.4	Allgemeines zu Betonfertigpfählen.....	136
5.3.5	Vorgefertigte Stahlbetonpfähle.....	138
5.3.6	Spannbetonpfähle.....	140
5.3.7	Stahlpfähle.....	141
5.3.8	Ortbetonpfähle.....	143
5.3.9	Schraubpfähle.....	147
5.3.10	Presspfähle.....	149
5.4	Bohrpfähle.....	150
5.4.1	Definitionen und Anwendungsbereiche.....	150
5.4.2	Verrohrtes und ungestütztes Bohren.....	151
5.4.3	Aufnahme großer konzentrierter Lasten.....	152
5.4.4	Schneckenbohrpfähle.....	154
5.5	Mikropfähle.....	155
5.5.1	Definitionen und Anwendungsbereiche.....	155
5.5.2	Systeme.....	156
5.6	Pfahlkopfanschlüsse.....	159
5.7	Tragverhalten von Pfählen.....	161

5.7.1	Inneres Tragverhalten.....	161
5.7.2	Äußeres Tragverhalten.....	161
5.8	Tragverhalten von Pfählen gemäß DIN EN 1997-1	163
5.8.1	Allgemeines.....	163
5.8.2	Einwirkungen und Beanspruchungen.....	163
5.8.3	Bemessungswerte der Einwirkungen und Beanspruchungen.....	164
5.8.4	Pfahlwiderstände, Allgemeines.....	165
5.8.5	Axiale Widerstände aus Ergebnissen statischer Pfahlprobelastungen.....	166
5.8.6	Axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten, Allgemeines.....	168
5.8.7	Axiale Widerstände aus Erfahrungswerten für Bohrpfähle.....	168
5.8.8	Axiale Widerstände aus Erfahrungswerten für Fertigrammpfähle.....	180
5.8.9	Axiale Widerstände aus Erfahrungswerten für Ortbetonrammpfähle.....	183
5.8.10	Axiale Widerstände aus Erfahrungswerten für verpresste Mikropfähle.....	186
5.8.11	Bemessungswerte der axialen Pfahlwiderstände.....	187
5.8.12	Nachweis der Tragfähigkeit axial belasteter Einzelpfähle.....	187
5.8.13	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit axial belasteter Pfähle.....	189
5.9	Horizontalbelastungen von Pfählen	192
5.9.1	Aktive Horizontalbelastung.....	192
5.9.2	Passive Horizontalbelastung.....	192
5.9.3	Berechnungsmethoden für Einzelpfähle mit Horizontalbelastung.....	195
5.9.4	Bettungsmodulverfahren bei Einzelpfählen.....	195
5.10	Axial belastete Vertikalpfahlgruppen, äußeres Tragverhalten	197
5.10.1	Wechselwirkung zwischen Einzelpfählen in Pfahlgruppen.....	197
5.10.2	Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1997-1.....	198
5.11	Horizontal belastete Vertikalpfahlgruppen, Einwirkungen und Widerstände	200
5.12	Probelastung von Pfählen	205
5.12.1	Allgemeines.....	205
5.12.2	Widerstands-Setzungs-Linien und Pfahlkopfbewegungen.....	206
5.12.3	Anzahl der Probepfähle.....	206
5.12.4	Zeitpunkt der Probelastung.....	207
5.12.5	Belastungseinrichtungen für axiale Probelastungen.....	207
5.12.6	Belastungseinrichtungen für horizontale Probelastungen.....	210
5.12.7	Instrumentierung und Messverfahren.....	211
5.12.8	Verlauf der Probelastung.....	212
5.13	Dynamische Integritätsprüfung bei Pfählen	213
6	Pfahlroste	217
6.1	Allgemeines	217
6.2	Einteilungen von Pfahlrosten	217
6.2.1	Tiefe und hohe Pfahlroste.....	217
6.2.2	Statisch bestimmte Pfahlroste.....	217
6.2.3	Statisch unbestimmte Pfahlroste.....	218
6.2.4	Kinematisch unbestimmte Pfahlroste.....	219
6.3	Kriterien zur Wahl und Anordnung der Pfahlrostpfähle	220
6.4	Pfahlkraftermittlung statisch bestimmter ebener Pfahlroste	221
6.5	Berechnung statisch unbestimmter Pfahlroste	224
6.5.1	Allgemeines.....	224
6.5.2	Geometrie der axial belasteten Pfähle.....	225
6.5.3	Einwirkungen auf das System.....	226
6.5.4	Steifigkeiten der axial belasteten Einzelpfähle.....	226
6.5.5	Steifigkeitsmatrix des Pfahlrostes.....	227
6.5.6	Gleichungssystem des Pfahlrostes.....	227
6.5.7	Berechnung der Pfahlkopfbewegungen und der Pfahlkräfte.....	228

6.5.8	Pfahlroste mit senkrechten axial belasteten Pfählen.	233
6.5.9	Symmetrische Pfahlroste mit senkrechten axial belasteten Pfählen.	235
6.5.10	Ebene Pfahlroste mit axial belasteten Pfählen.	239
6.5.11	Ebene symmetrische Pfahlroste mit axial belasteten Pfählen.	240
6.5.12	Ebene Pfahlroste mit senkrechten axial belasteten Pfählen.	240
6.5.13	Ebene Pfahlroste mit zwei unter α_1 und α_2 geneigten Pfahlgruppen.	242
6.6	Geländebruch bei Stützkonstruktionen mit Pfahlrosten	247
6.7	Ausführungsbeispiele für Pfahlroste	247
7	Verankerungen	251
7.1	Allgemeines und Regelwerke	251
7.1.1	Allgemeines.	251
7.1.2	Regelwerke.	252
7.2	Abtragung von Verankerungskräften	252
7.2.1	Abtragung über Ankerelemente.	252
7.2.2	Abtragung über Bohrlochwand.	253
7.3	Begriffe für Verpressanker	254
7.3.1	Ankerarten.	254
7.3.2	Längen.	258
7.3.3	Kräfte.	259
7.4	Korrosionsschutz für Verpressanker	259
7.4.1	Kurzzeitanker, Verankerungslängen.	259
7.4.2	Kurzzeitanker, freie Stahllängen.	260
7.4.3	Kurzzeitanker, Ankerkopfbereich.	261
7.4.4	Daueranker, Allgemeines.	262
7.4.5	Daueranker, Verankerungslängen und freie Stahllängen.	262
7.4.6	Daueranker, Ankerkopfbereich.	264
7.5	Herstellung von Verpressankern	264
7.5.1	Bohrlöcher.	264
7.5.2	Einbau, Verpressung und Nachverpressung.	265
7.6	Verpressankerbemessung und -nachweise	268
7.6.1	Allgemeines.	268
7.6.2	Einwirkungen und Beanspruchungen.	269
7.6.3	Widerstände.	270
7.6.4	Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit.	271
7.7	Prüfungen von Verpressankern gemäß DIN EN 1537	273
7.7.1	Untersuchungsprüfung.	273
7.7.2	Eignungsprüfung.	274
7.7.3	Abnahmeprüfung.	275
7.7.4	Nachprüfung.	275
7.8	Herauszieh-Widerstände und Kriechmaß	275
7.8.1	Herauszieh-Widerstände beim Bruch in nichtbindigen Böden.	276
7.8.2	Herauszieh-Widerstände beim Bruch in bindigen Böden.	277
7.8.3	Herauszieh-Widerstand $R_{a,k}$ und Kriechmaß k_s	279
7.9	Voraussetzungen für die Verwendung von Verpressankern	281
7.10	Wahl geeigneter Ankersysteme	282
7.11	Entwurfsregeln für Verpressankerlänge und -anordnung	282
7.12	Standicherheit des Gesamtsystems bei Ankergruppen	285
7.12.1	Verankerung äußerer Lasten.	285
7.12.2	Verankerte Baugrubenwände (tiefe Gleitfuge).	287

8	Wasserhaltung	293
8.1	Allgemeines und Regelwerke	293
8.2	Grundwasserströmung	294
8.2.1	Voraussetzungen und Begriffe.....	294
8.2.2	Strömungsgleichung von <i>Laplace</i>	295
8.2.3	Strömungsnetze	296
8.2.4	Grundwasserströmung und Bodenwichte	299
8.3	Hydraulischer Grundbruch	302
8.3.1	Allgemeines.	302
8.3.2	Sicherheitsnachweis nach <i>Baumgart/Davidenkoff</i>	303
8.3.3	Näherungsformel von <i>Kastner</i>	305
8.3.4	Sicherheitsnachweis nach <i>Terzaghi/Peck</i>	308
8.3.5	Sicherheitsnachweis nach DIN 1054.....	309
8.3.6	Sicherheitsnachweise nach EAU und EAB.....	310
8.3.7	Sicherheitsnachweise für Baugruben mit Bemessungsdiagrammen.....	311
8.3.8	Senkrechte Durchströmung von horizontal geschichtetem Boden.....	311
8.3.9	Berücksichtigung von Bodenschichtungen.....	312
8.3.10	Sicherungsmaßnahmen.....	313
8.4	Erosionsgrundbruch (Piping)	314
8.5	Verfahren der Wasserhaltung	316
8.6	Schwerkraftentwässerung	317
8.6.1	Allgemeines.....	317
8.6.2	Offene Wasserhaltung.....	317
8.6.3	Horizontalabsenkung.....	318
8.6.4	Brunnenabsenkung.....	319
8.6.5	Flachbrunnenanlagen.....	320
8.6.6	Wellpointanlagen.....	322
8.6.7	Tiefbrunnenanlagen.....	323
8.7	Unterdruckentwässerung	324
8.7.1	Allgemeines.....	324
8.7.2	Spülfilteranlagen.....	324
8.7.3	Tiefbrunnenanlagen.....	326
8.8	Gesetz von <i>Darcy</i> , Gültigkeitsgrenzen	327
8.9	Arten von Grundwasserleitern	328
8.9.1	Grundwasserleiter mit freier Grundwasseroberfläche.....	329
8.9.2	Grundwasserleiter mit gespanntem Grundwasser.....	329
8.10	Berechnungsformeln	329
8.10.1	Zufluss zu einem Schlitz, Formel von <i>Dupuit</i>	329
8.10.2	Offene Wasserhaltung.....	331
8.10.3	Brunnenformel von <i>Dupuit-Thiem</i> , Voraussetzungen.....	332
8.10.4	Brunnenformel von <i>Dupuit-Thiem</i> bei freier Grundwasseroberfläche.....	333
8.10.5	Brunnenformel von <i>Dupuit-Thiem</i> bei gespanntem Grundwasser.....	335
8.10.6	Fassungsvermögen von Einzelbrunnen.....	336
8.10.7	Reichweite <i>R</i> der Absenkung bei vollkommenen Einzelbrunnen.....	339
8.10.8	Mehrbrunnenformel von <i>Forchheimer</i>	341
8.10.9	Von Brunnen umschlossene Baugrube.....	342
8.10.10	Benetzte Filterflächenhöhe <i>h'</i> eines Anlagebrunnens.....	343
8.10.11	Unvollkommene Brunnen.....	348
8.10.12	Einfluss der Eintauchtiefe von wasserdichten Baugrubenwänden.....	349
8.10.13	Durchlässigkeitsbeiwert, Probewasserabsenkung.....	351
8.10.14	Wasserabfluss bei Versickerung.....	352
9	Stützmauern (Gewichtsstützwände)	355

9.1	Allgemeines	355
9.2	Regelwerke und Begriffe	355
9.2.1	Regelwerke	355
9.2.2	Begriffe.....	356
9.3	Bedingungen und Gesichtspunkte beim Entwurf	356
9.3.1	Allgemeine Bedingungen.....	356
9.3.2	Konstruktive Gesichtspunkte.....	357
9.4	Stützmauertypen	358
9.4.1	Futtermauern.....	358
9.4.2	Trockengewichtsmauern.....	359
9.4.3	Schergewichtsmauern.....	359
9.4.4	Winkelstützmauern.....	360
9.5	Einwirkungen und Widerstände	360
9.5.1	Auf Schergewichtsmauern einwirkender Erddruck.....	360
9.5.2	Auf Winkelstützmauern einwirkender Erddruck.....	362
9.5.3	Wasserdruck auf Stützmauern.....	369
9.5.4	Widerstände.....	370
9.6	Nachweis der Tragfähigkeit	370
9.6.1	Gleitsicherheit.....	370
9.6.2	Grundbruchsicherheit.....	371
9.6.3	Kippsicherheit.....	373
9.6.4	Materialversagen bei Schergewichtsmauern.....	374
9.6.5	Nachweis für die Grenzzustände HYD und GEO-3.....	374
9.7	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	375
9.7.1	Zulässige Lage der Sohldruckresultierenden.....	375
9.7.2	Unzutragliche Verschiebungen und unzulässige Setzungen.....	378
9.8	Entwässerung	379
9.8.1	Belastungen von Stützmauern.....	379
9.8.2	Anordnung von Drainageeinrichtungen.....	380
9.8.3	Anforderungen an Drainageeinrichtungen.....	381
9.8.4	Bedingungen für die Ausführung von Sickeranlagen.....	382
9.8.5	Ableitung von Oberflächenwasser.....	383
10	Spundwände	385
10.1	Allgemeines und Regelwerke	385
10.1.1	Allgemeines.....	385
10.1.2	Regelwerke	386
10.2	Einsatz von Stahlspundwänden	387
10.2.1	Einsatzvorteile.....	387
10.2.2	Vergleich mit anderen Stützkonstruktionen.....	387
10.2.3	Mögliche Querschnittsschwächungen.....	388
10.2.4	Zusätzliche Dichtungsmaßnahmen.....	390
10.3	Profile von Stahlspundwänden	391
10.4	Einbringung von Stahlspundbohlen	394
10.4.1	Rammen.....	395
10.4.2	Einrütteln.....	396
10.4.3	Einpressen.....	398
10.4.4	Einstellen in Schlitzwände.....	399
10.5	Berechnung von Spundwänden	400
10.5.1	Vorbemerkungen.....	400
10.5.2	Einwirkungen bei Baugruben.....	401
10.5.3	Grundformen der Spundwandbewegung und Erddruckverteilung.....	402

10.5.4	Abhängigkeiten der Erddruckkraftgröße gemäß EAB.....	404
10.5.5	Neigungswinkel des Erddrucks gemäß EAB und EAU.....	404
10.5.6	Aktive Erddruckkraft bei unbelasteter Geländeoberfläche gemäß EAB.....	406
10.5.7	Aktive Erddruckverteilung bei unbelasteter Geländeoberfläche nach EAB.....	407
10.5.8	Aktive Erddruckkraft aus Nutzlasten gemäß EAB.....	408
10.5.9	Aktive Erddruckverteilung aus Nutzlasten nach EAB.....	410
10.5.10	Vereinfachte Lastfiguren gestützter Wände nach EAB.....	410
10.5.11	Passive Erddruckverteilung im Einbindebereich der Wand nach EAB.....	411
10.5.12	Vereinfachte Lastfiguren von Spundwänden nach EAB.....	412
10.5.13	Baugruben im Wasser.....	413
10.5.14	Lastbilder für Spundwände im Wasser.....	414
10.5.15	Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1997-1, DIN 1054 und EAB.....	415
10.5.16	Erforderliche Einbindetiefe von Spundwänden.....	417
10.5.17	Erforderliche Einbindetiefe mit dem Lastansatz von <i>Blum</i>	418
10.5.18	Inneres Gleichgewicht der Vertikalkräfte.....	426
10.5.19	Äußeres Gleichgewicht der Vertikalkräfte (Versinken der Wand).....	427
10.5.20	Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach DIN EN 1997-1, DIN 1054 und EAB.....	429
11	Pfahlwände	431
11.1	Allgemeines	431
11.2	Anwendungsbereiche	432
11.3	Regelwerke	433
11.4	Wandtypen	434
11.4.1	Aufgelöste Pfahlwände.....	434
11.4.2	Tangierende Pfahlwände.....	435
11.4.3	Überschnittene Pfahlwände.....	436
11.5	Herstellung	437
11.5.1	Bohrschablonen.....	437
11.5.2	Wände.....	438
11.6	Tragverhalten	440
11.7	Bemessung	441
11.7.1	Bemessung der Spritzbeton-Ausfachungen.....	441
11.7.2	Bemessung von Verankerungen.....	441
12	Schlitzwände	443
12.1	Allgemeines	443
12.2	Anwendungsbereiche	444
12.3	Regelwerke und Begriffe	445
12.3.1	Regelwerke.....	445
12.3.2	Begriffe.....	445
12.4	Aushubwerkzeuge	447
12.4.1	Schlitzwandgreifer.....	447
12.4.2	Schlitzwandfräsen.....	448
12.5	Herstellungsverfahren	449
12.5.1	Zweiphasenverfahren.....	450
12.5.2	Einphasenverfahren.....	450
12.5.3	Kombinationsverfahren.....	450
12.6	Herstellung von Schlitzwänden	451
12.6.1	Leitwände.....	454
12.6.2	Schlitzzaushub.....	455
12.6.3	Betonieren.....	457
12.7	Tonsuspensionen, Fließgrenze und thixotrope Verfestigung	458

12.8	Übertragung des Stützflüssigkeitsdrucks	459
12.8.1	Entstehung von vollkommenen Filterkuchen	459
12.8.2	Reine Eindringung (fehlender Filterkuchen)	460
12.8.3	Unvollkommene Filterkuchenbildung und verminderte Eindringung	461
12.8.4	Geschlossene Systeme	462
12.8.5	Druckgefälle	463
12.9	Standsicherheit des gestützten Schlitzes	464
12.9.1	Nachweise und Voraussetzungen	464
12.9.2	Grundwasserzutritt in den Schlitz und Verdrängen der Stützflüssigkeit	466
12.9.3	Innere Standsicherheit (Ableiten von Einzelkörnern oder Korngruppen)	470
12.9.4	Äußere Standsicherheit (gefährdende Gleitflächen), Allgemeines	475
12.9.5	Äußere Standsicherheit (gefährdende Gleitflächen), Stützkraft	477
12.9.6	Äußere Standsicherheit (gefährdende Gleitflächen), Erddruckkraft	481
12.9.7	Äußere Standsicherheit (gefährdende Gleitflächen), ohne erf. Nachweis	485
12.10	Standsicherheit erhärteter Ortbeton-Schlitzwände	486
13	Aufgelöste Stützwände	489
13.1	Allgemeines	489
13.2	Zulässige Böschungswinkel β nach DIN-Normen	490
13.2.1	Nach DIN 4084, DIN 1054 und DIN EN 1997-1/NA	490
13.2.2	Nach DIN 4124	493
13.3	Grundlagen	497
13.4	Raumgitterwände	498
13.4.1	Allgemeines	498
13.4.2	Regelwerke	498
13.4.3	Begriffe	499
13.4.4	Einsatzvorteile und Anwendungsbereiche	499
13.4.5	Planung und Gestaltung	500
13.4.6	Gründung	501
13.4.7	Verfüll- und Hinterfüllboden	502
13.4.8	Verformungen der Wand	503
13.4.9	Einwirkungen auf das Gesamtbauwerk	503
13.4.10	Einwirkungen an den Raumgitterzellen	504
13.4.11	Nachweise zur äußeren Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit	505
13.4.12	Nachweise zur inneren Standsicherheit	507
13.5	Bewehrte Erde	509
13.5.1	Allgemeines	509
13.5.2	Regelwerke	510
13.5.3	Konstruktionsprinzip	511
13.5.4	Anforderungen an den Füllboden	513
13.5.5	Anforderungen an den Hinterfüll- und Überschüttboden	514
13.5.6	Anforderungen an die Bewehrungsbänder	514
13.5.7	Anforderungen an die Außenhaut	515
13.5.8	Nachweise zur äußeren Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit	516
13.5.9	Innere Standsicherheit, Nachweis der Bewehrungsbänder	518
13.5.10	Innere Standsicherheit, Nachweis der Anschlüsse an die Außenhaut	523
13.6	Bewehrung mit Geokunststoffen	524
13.6.1	Allgemeines	524
13.6.2	Regelwerke	524
13.6.3	Einteilung von Geokunststoffen	525
13.6.4	Einsatzgebiete von Geokunststoffen	526
13.6.5	Allgemeines und Begriffe zum Bewehren mit Geokunststoffen	526
13.6.6	Anforderungen an das Material bewehrter Konstruktionen	528
13.6.7	Konstruktive Gestaltung und Herstellung bewehrter Geländesprünge	530

13.6.8	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Stützkonstruktionen.	532
13.6.9	Tragfähigkeitsnachweise (um Stützkonstruktion verlaufende Gleitlinien).	533
13.6.10	Tragfähigkeitsnachweise (durch Stützkonstruktion verlaufende Gleitlinien).	534
13.6.11	Nachweis der Frontausbildung.	537
13.7	Bodenvernagelung	538
13.7.1	Allgemeines.	538
13.7.2	Regelwerke.	541
13.7.3	Konstruktionsprinzip und Herstellung.	542
13.7.4	Vorteile und Grenzen der Anwendung.	545
13.7.5	Trag- und Verformungsverhalten.	547
13.7.6	Nachweis der äußeren Standsicherheit.	547
13.7.7	Nachweis der inneren Standsicherheit, Regelprofil.	549
13.7.8	Nachweis der inneren Standsicherheit mit zwei starren Bruchkörpern.	550
13.7.9	Bemessung der Spritzbetonschale.	552
14	Europäische Normung in der Geotechnik	555
14.1	Allgemeines	555
14.2	Deutsche und europäische Normung	555
14.3	Eurocode 7	557
14.3.1	Nationaler Anhang (NA).	557
14.3.2	Deutsche Normen und Empfehlungen, die DIN EN 1997-1 ergänzen.	558
14.4	Europäische geotechnische Ausführungsnormen	559
14.5	Weitere europäische geotechnische Normen	559
14.6	Bauaufsichtliche Einführung	560
14.6.1	Allgemeines.	560
	Literaturverzeichnis	563
	Firmenverzeichnis	583
	Stichwortverzeichnis	587
	Inserentenverzeichnis	603

1 Zum Normen-Handbuch Eurocode 7

1.1 Allgemeines

Die Fassungen von DIN EN 1997-1:2009-03 [108], DIN 1054:2010-12 [44] und DIN EN 1997-1/NA:2010-12 [109] wurden in dem Normen-Handbuch „Geotechnische Bemessung“ [245] zusammengeführt, um die Verwendung dieser Normen für den Nutzer (Bauherren, Planer, Unternehmer und Verwaltungen) anwenderfreundlicher zu gestalten. Alle drei Normen basieren auf dem Teilsicherheitskonzept und regeln den Entwurf, die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik sowie die geotechnischen Einwirkungen bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken sowohl auf europäischer als auch auf nationaler Ebene.

Hinweise: 1. Die aktuelle Version DIN EN 1997-1:2014-03 [107] vom Teil 1 des Eurocode 7 ist weitestgehend mit der Version DIN EN 1997-1:2009-09 [108] identisch. Die vorgenommenen Änderungen betreffen die

- Einarbeitung der Änderungen DIN EN 1997-1/A1:2013,
- Verbesserung der deutschen Übersetzung an mehreren Stellen.

2. Bezüglich der Aktualisierung von DIN 1054:2010-12 ist nachdrücklich auf die Änderungen DIN 1054/A1 [46] und DIN 1054/A2 [47] zu verweisen.

Während die in DIN EN 1997-1 zu findenden Regeln europaweit gelten, beinhalten DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054 nur für Deutschland geltende Bestimmungen. Der Nationale Anhang (DIN EN 1997-1/NA) enthält Verfahren, Werte und Empfehlungen mit Hinweisen, die gemäß DIN EN 1997-1 der nationalen Festlegung vorzubehalten sind (Näheres z. B. im Vorwort von DIN EN 1997-1). Da DIN 1054 ausschließlich ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 beinhaltet, ist sie nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN EN 1997-1/NA anwendbar.

Bei den einzelnen Regelungen in DIN EN 1997-1 ist zwischen „Grundsätzen“ und „Anwendungsregeln“ zu unterscheiden. Die Grundsätze betreffen

- allgemeine Feststellungen und Begriffsbestimmungen, zu denen es keine Alternative gibt,
- Anforderungen und Berechnungsmodelle, von denen ohne ausdrückliche Zustimmung nicht abgewichen werden darf.

Grundsätze sind daran zu erkennen, dass ihnen der Buchstabe P vorangestellt ist.

Bezüglich der Anwendungsregeln gilt, dass sie

- Beispiele anerkannter Regeln sind, die den Grundsätzen entsprechen,
- durch alternative Regeln ersetzt werden dürfen, wenn diese
 - den einschlägigen Grundsätzen entsprechen,
 - in Bezug auf Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit Ergebnisse erwarten lassen, die mindestens den Ergebnissen gleichwertig sind, die bei Anwendung der Eurocode-Regeln zu erwarten sind.

Die in DIN 1054 zu findenden nationalen Ergänzungen zu DIN EN 1997-1 sind Anwendungsregeln. Ein Beispiel hierfür ist die Einteilung der Bemessungssituationen.

In den folgenden Abschnitten wird auf einige Punkte eingegangen, die zur geotechnischen Bemessung auf der Basis von Berechnungen gehören (DIN EN 1997-1, 2.4).

Der Vergleich der oben aufgeführten Normen mit DIN 1054:2005-01 [45] zeigt eine Vielzahl von Änderungen, die insbesondere auch die geotechnischen Bemessungen auf der Basis von Berechnungen betreffen (DIN EN 1997-1, 2.4 und DIN 1054, 2.4). Hierfür werden u. a. Angaben zu

- Einwirkungen und ihren Kombinationen,
- Beanspruchungen,
- geotechnischen Kenngrößen,
- Widerständen,
- Grenzzuständen,
- Bemessungssituationen

benötigt, auf die in den nachstehenden Abschnitten näher eingegangen wird.

Zuvor sei allerdings noch darauf hingewiesen, dass das Deutsche Institut für Normung e. V. (DIN) über das Internet u. a. Antworten auf Auslegungs-Anfragen zu DIN-Normen des Bauwesens zusammengestellt hat, mit deren Hilfe sich das Verständnis aktueller Normen vertiefen lässt. Der entsprechende Zugang ist kostenlos und erfolgt über <http://www.din.de> (Homepage des DIN), verbunden mit den aufeinanderfolgenden Mouseclicks auf den Button „Normen erarbeiten“, den Button „Normenausschüsse“, den Button „NA 005 Normenausschuss Bauwesen (NABau)“, den Button „Aktuelles“, den Button „Auslegungen zu DIN-Normen“ und schließlich den Button „Antworten zu Auslegungs-Anfragen“. Am Ende der so aufgerufenen Seite finden sich eine Reihe von Normen, zu denen entsprechende Informationen vorliegen. Mit einem Mouseclick auf z. B. „Auslegungen zu DIN 1054“ öffnet sich eine weitere Seite, an deren Ende über „Auslegungen zu DIN 1054“ ein entsprechendes pdf-File geöffnet und auch heruntergeladen werden kann. Es enthält neben Antworten zu Auslegungs-Anfragen auch Berichtigungen.

1.2 Einwirkungen, geotechnische Kenngrößen, Widerstände

Nach DIN EN 1997-1, 1.5.2 und DIN EN 1990 [98], 1.5.1 ist ein

- Bauwerk (Tragwerk) die planmäßige Anordnung miteinander verbundener Bauteile (einschließlich während der Bauausführung vorgenommener Auffüllungen) zum Zweck der Lastabtragung und zur Erzielung ausreichender Steifigkeit,
- Bauteil ein physisch unterscheidbarer Teil eines Tragwerks (z. B. Stütze, Träger, Deckenplatte, Gründungspfahl usw.).

Bei der Führung der in DIN EN 1997-1 geforderten Sicherheitsnachweise muss u. a. die Größe der Einwirkungen und Beanspruchungen, der geotechnischen Kenngrößen und der Widerstände bekannt sein.

Die nachstehenden Bezeichnungen sind DIN EN 1990 [98], 1.5.3 und DIN EN 1997-1 entnommen.

Einwirkung (F) Sammelbegriff für

- eine Gruppe von Kräften (Lasten), wie z. B. Eigenlasten sowie Wind-, Schnee- und Verkehrslasten, die auf ein Tragwerk einwirken (direkte Einwirkung),
- eine Gruppe aufgezwungener Verformungen oder Beschleunigungen (physikalisch oder chemisch verursacht), wie sie durch Temperaturänderungen, Feuchtigkeitsänderungen, Quellen oder Schrumpfen des Bodens, ungleiche Setzungen, Erdbeben usw. hervorgerufen werden können (indirekte Einwirkung).

geotechnische Einwirkung eine Einwirkung, die über den Baugrund, eine Auffüllung, ein Gewässer oder Grundwasser auf das Bauwerk übertragen wird.

Kombination von Einwirkungen erfasst alle gleichzeitig auftretenden Einwirkungen bezüglich ihrer Bemessungswerte, wie sie für den Nachweis der Tragwerkszuverlässigkeit für einen Grenzzustand benötigt werden.

Auswirkung von Einwirkungen (E) durch Einwirkungen hervorgerufene

- Beanspruchungen von Bauteilen, wie z. B. Schnittkräfte, Momente, Spannungen und Dehnungen oder
- Reaktionen des Gesamtbauwerks, wie z. B. Durchbiegungen und Verdrehungen.

Zu den weiteren Begriffen in Verbindung mit der „Einwirkung“ gehören nach DIN EN 1990, 1.5.3 [98] u. a.

- *ständige Einwirkung (G)*,
- *veränderliche Einwirkung (Q)*,
- *statische Einwirkung*,
- *dynamische Einwirkung*,
- *quasi-statische Einwirkung*,
- *charakteristischer Wert einer Einwirkung (F_k)*,
- *Bemessungswert einer Einwirkung (F_d)*,
- *repräsentativer Wert einer Einwirkung (F_{rep})*.

In DIN EN 1997-1, 1.5.2.7 findet sich die Definition für

Widerstand als mechanische Eigenschaft eines Bauteils oder Bauteil-Querschnitts, Einwirkungen ohne Versagen zu widerstehen (z. B. Widerstand des Baugrunds, Scherfestigkeiten, Steifigkeiten oder auch Biege-, Eindring-, Erd-, Herauszieh-, Knick-, Scher-, Seiten-, Sohl- und Zugwiderstand).

1.2.1 Einwirkungen

Einwirkungen können bezüglich ihrer anzusetzenden zahlenmäßigen Größen den verschiedenen Teilen von DIN EN 1991 entnommen werden. Die auszuwählenden Werte der geotechnischen Einwirkungen sind ggf. Schätzwerte, die sich im Zuge der Berechnung noch ändern können.

Für geotechnische Bemessungen sollten u. a. nach Abschnitt 2.4.2 von DIN EN 1997-1 und DIN 1054 als Einwirkungen berücksichtigt werden

- geotechnische Einwirkungen wie
 - Eigenlasten von Boden, Fels und Wasser,
 - Spannungen im Untergrund,
 - Erddrücke,
 - Wasserdrücke aus offenen Gewässern (inclusive der Wellendrücke) und aus Grundwasser,
 - Strömungsdrücke,
 - Eislasten,
 - durch die Vegetation, das Klima oder Feuchtigkeitsänderungen hervorgerufenes Schwellen oder Schrumpfen von Bodenmaterial,
 - Bewegungen infolge kriechender, rutschender oder sich setzender Bodenmassen,
 - Baugrundverformungen infolge Herstellung und Nutzung des Bauwerks sowie infolge von Belastungen benachbarten Bodens,

- weiträumige Baugrundbewegungen (z. B. infolge untertägiger Massenentnahme beim Berg- oder Tunnelbau,
 - Temperatureinwirkungen (einschließlich der Frostwirkung),
 - Auflasten (z. B. Auffüllungen),
 - Entlastungen (z. B. durch Bodenaushub),
 - Bodenbewegungen infolge von Entfestigung, Suffosion (Abtransport feiner Bodenteilchen durch strömendes Wasser; hierfür besonders anfällig sind weitgestufte Böden), Zerfall, Eigendichtung und chemische Lösungsvorgänge,
 - Bewegungen und Beschleunigungen durch Erdbeben, Explosionen, Schwingungen und dynamische Belastungen,
 - Vorspannung von Bodenankern oder Steifen,
 - auf Pfähle wirkende Seitendrucke,
 - abwärts gerichteter Zwang (z. B. negative Mantelreibung),
 - Verkehrslasten;
- Einwirkungen aus Bauwerken (Gründungslasten) wie z. B.
- ruhende und eingeprägte Bauwerkslasten aus einem aufliegenden Tragwerk, die sich aus dessen statischer Berechnung ergeben (Eigenlasten, Verkehrslasten, Wind, Schnee usw.),
 - Pollerzugkräfte,
- die im Regelfall in Höhe der Oberkante der Gründungskonstruktion anzugeben sind.

1.2.2 Geotechnische Kenngrößen

Nach DIN EN 1997-1, 2.4.3 sind für rechnerische Nachweise charakteristische geotechnische Kenngrößen zahlenmäßig zu ermitteln, mit deren Hilfe die Eigenschaften der Boden- und Felsbereiche zu erfassen sind, die für die Berechnungen bedeutsam sind. Die Ermittlung dieser Zahlenwerte kann z. B. durch Versuche auf direktem Wege oder über Korrelationen erfolgen. Der letztendlich zu wählende charakteristische Wert soll eine vorsichtige Schätzung des im Grenzzustand wirkenden Wertes darstellen. Bei der Festlegung des jeweiligen Werts sind auch vergleichbare Erfahrungen zu berücksichtigen.

1.2.3 Widerstände

Widerstände von Boden und Fels sind Schnittgrößen bzw. Spannungen, die im oder am Tragwerk oder auch im Baugrund wirken können und sich infolge der Festigkeit bzw. der Steifigkeit der Baustoffe oder des Baugrunds ergeben. Gemäß DIN 1054, Tabelle A 2.3 (identisch mit Tabelle 1-3) können sie auftreten als

- Scherfestigkeiten,
- Sohlwiderstände (Grundbruch- bzw. Gleitwiderstand),
- Erdwiderstände (Relativbewegung zwischen Konstruktion und Boden beachten),
- Eindring- und Herauszieh-Widerstände von Pfählen, Zuggliedern oder Ankerkörpern.

1.3 Charakteristische und repräsentative Werte

1.3.1 Charakteristische Werte

Für die Bemessung geotechnischer Bauwerke sind in einem ersten Schritt charakteristische Werte (Kennzeichnung mit dem Index „k“) festzulegen. Sie betreffen

- Einwirkungen F_k und Beanspruchungen E_k ,

- geotechnische Kenngrößen M_k ,
- Widerstände R_k .

Die Werte charakteristischer Einwirkungen sind nach DIN EN 1997-1, 2.4.5.1 gemäß DIN EN 1990 [98] und den verschiedenen Teilen von DIN EN 1991 festzulegen.

Handelt es sich um charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen, sind bei deren Wahl u. a. (vgl. Abschnitt 2.4.5.2 von DIN EN 1997-1 und DIN 1054)

- geologische und zusätzliche Informationen (wie z. B. Projekterfahrungen),
- Streuungen von Messgrößen,
- der Umfang der Feld- und Laboruntersuchungen sowie die Art und Anzahl der Bodenproben,
- die Ausdehnung des Baugrundbereichs, der das Verhalten des geotechnischen Bauwerks maßgeblich beeinflusst,
- die Möglichkeit, dass das geotechnische Bauwerk Lasten aus weicheren in festere Baugrundbereiche umlagert

zu beachten. Darüber hinaus sind die charakteristischen Werte anhand der Ergebnisse und abgeleiteter Werte aus Labor- und Feldversuchen zu wählen, wobei auch vergleichbare Erfahrungen zu berücksichtigen sind. Als charakteristischer Wert einer geotechnischen Kenngröße ist eine vorsichtig geschätzte Größe des Wertes zu vereinbaren, der im Grenzzustand wirkt. Handelt es sich bei der geotechnischen Kenngröße um die Scherfestigkeit, darf diese als vorsichtig geschätzter Mittelwert festgelegt werden, wenn sich der Boden ausreichend duktil verhält. Dies ist dann der Fall, wenn sich ein Verlust der Tragfähigkeit durch große Verformungen ankündigt. Nicht duktil verhalten sich z. B. wassergesättigte Böden mit sehr großen Porenzahlen n , die schon bei einer geringen Störung flüssig werden können (insbesondere zum Setzungsfließen neigende Sande oder Quicktone). Bei der Festlegung der charakteristischen Scherparameter ist zu beachten, dass die Werte der Kohäsion c' stärker streuen als die Werte des Reibungswinkels φ' .

Nach [45], 5.3, sind charakteristische Bodenkenngrößen grundsätzlich so festzulegen, dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Berechnungen auf der sicheren Seite liegen.

1.3.2 Repräsentative Werte

Repräsentative Werte sind in den Normen DIN 1054, DIN EN 1990 [98] und DIN EN 1997-1 mit Einwirkungen verbunden. Zu ihrer Kennzeichnung wird der Index „rep“ verwendet.

Nach DIN EN 1997-1, 2.4.6.1 berechnet sich der repräsentative Wert einer Einwirkung mit dem charakteristischen Wert F_k der Einwirkung und dem Kombinationsbeiwert ψ zu

$$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k \quad \text{mit } \psi \leq 1 \quad \text{Gl. 1-1}$$

Handelt es sich bei F_k um eine ständige Einwirkung oder um die Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen (dominierende Einwirkung), gilt nach DIN 1054, 2.4.6.1

$$F_{\text{rep}} = F_k \quad \text{Gl. 1-2}$$

In Fällen, in denen mehrere veränderliche und voneinander unabhängige charakteristische Einwirkungen $Q_{k,i}$ gleichzeitig auftreten können, sind diese in einer „Kombination“ zusammenzufassen. Dies setzt allerdings Tragwerke voraus, die linear-elastisch berechnet werden können, da nur dann das Superpositionsprinzip gültig ist. Nachdem eine dieser Einwirkungen als Leiteinwirkung $Q_{k,1}$

festgelegt ist, ergibt sich der repräsentative Wert dieser Kombination mit $Q_{k,1}$ sowie den übrigen veränderlichen Einwirkungen $Q_{k,i}$ und den ihnen zuzuordnenden Kombinationsbeiwerten $\psi_{0,i}$ zu

$$Q_{\text{rep}} = Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 1-3}$$

Die Zeichenkombination "=" hat darin die Bedeutung „ergibt sich aus“ und die Kombination "+" die Bedeutung „in Verbindung mit“. Bezüglich der Größe der zu wählenden Kombinationsbeiwerte ist auf DIN EN 1990 [98] sowie auf die für Hochbauten geltende Tabelle A 1.1 in DIN EN 1990/NA [99] hinzuweisen. In der Geotechnik ist nach DIN 1054, A 2.4.6.1.1 A (3) der Wert $\psi_0 = 0,8$ zu verwenden.

1.4 Grenzzustände

Mit Grenzzuständen wird mögliches Versagen des Bauwerks oder des Baugrunds oder auch gleichzeitiges Versagen von Bauwerk und Baugrund erfasst. Zu entsprechenden Nachweisen gehörende Anforderungen hinsichtlich der Festigkeit, Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken sind in DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu finden. Für rechnerische Nachweise benötigte Teilsicherheitsbeiwerte, die zu

- Einwirkungen und Beanspruchungen,
- geotechnischen Kenngrößen,
- Widerständen

gehören, lassen sich der jeweiligen Tabelle in DIN 1054 entnehmen (siehe Abschnitt 1.5).

Bei den Grenzzuständen ist zwischen dem Grenzzustand der

- Gebrauchstauglichkeit SLS (**S**erviceability **l**imit state) und
- Tragfähigkeit ULS (**U**ltimate **l**imit state)

zu unterscheiden. Der Grenzzustand SLS erfasst den Zustand von Bauwerken oder Bauteilen, in dem deren Nutzung nicht mehr zulässig ist, obwohl ihre Tragfähigkeit noch nicht verloren ging (die zu erwartenden Verschiebungen und Verformungen sind mit dem Zweck des Bauwerks oder Bauteils nicht mehr vereinbar). Bei entsprechenden Nachweisen werden ausschließlich zu Einwirkungen und Beanspruchungen gehörende Teilsicherheitsbeiwerte benötigt, die zum Grenzzustand SLS gehören (vgl. Tabelle 1-2). Der bei Tragfähigkeitsnachweisen (Festigkeit und Standsicherheit) zu beachtende Grenzzustand ULS gliedert sich hingegen in die Grenzzustände

- **HYD (hydraulic failure, Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch)**, er betrifft das Versagen infolge Strömungsgradienten im Boden (Beispiele: hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping) und ist, bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte, mit Einwirkungen, Beanspruchungen und geotechnischen Kenngrößen verbunden (vgl. Abschnitt 1.5),
- **UPL (uplift, Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge von Aufschwimmen)**, er betrifft den Gleichgewichtsverlust von Bauwerk oder Baugrund infolge Aufschwimmen durch Wasserdruck (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen und ist, bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte, mit Einwirkungen, Beanspruchungen und geotechnischen Kenngrößen verbunden (vgl. Abschnitt 1.5),
- **EQU (equilibrium, Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit)**, er betrifft den Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds (für den Widerstand sind dabei die Festigkeit der Baustoffe und des Baugrunds ohne Bedeutung) und ist, bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte, mit Einwirkungen und Beanspruchungen verbunden (vgl. Abschnitt 1.5),

- STR (**structure failure**, Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen), er betrifft das innere Versagen oder sehr große Verformungen des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw. (für den Widerstand ist dabei die Festigkeit der Baustoffe und des Baugrunds entscheidend) und ist, bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte, mit Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerständen verbunden (vgl. Abschnitt 1.5),
- GEO (**geotechnic failure**, Grenzzustand des Versagens von Baugrund), er betrifft das innere Versagen oder sehr große Verformungen des Baugrunds (für den Widerstand ist dabei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine entscheidend) und ist, bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte, mit Einwirkungen, Beanspruchungen, geotechnischen Kenngrößen und Widerständen verbunden (vgl. Abschnitt 1.5),
- GEO-2 (Grenzzustand des Versagens von Baugrund, bei dem das Nachweisverfahren 2 anzuwenden ist), er betrifft das innere Versagen oder sehr große Verformungen des Baugrunds (für den Widerstand ist dabei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine entscheidend),
- GEO-3 (Grenzzustand des Versagens von Baugrund durch den Verlust der Gesamtstandsicherheit, bei dem das Nachweisverfahren 3 anzuwenden ist), er betrifft das innere Versagen oder sehr große Verformungen des Baugrunds (für den Widerstand ist dabei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine entscheidend).

Bezüglich des zum Grenzzustand GEO-2 gehörenden Nachweisverfahrens 2 bzw. des zum Grenzzustand GEO-3 gehörenden Nachweisverfahrens 3 sei auf DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.3 bzw. 2.4.7.3.4.4 sowie die zugehörigen Anmerkungen von DIN 1054 hingewiesen.

Zur Erleichterung des Verständnisses der neuen Grenzzustandsdefinitionen wird nachstehend noch ein Vergleich mit Grenzzuständen gemäß DIN 1054:2005-01 vorgenommen (vgl. hierzu *Schuppenner* (Beitrag in [287], Tabelle B 2.2)). Dem bisherigen Grenzzustand

- GZ 1A (Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit) entsprechen die „neuen“ Grenzzustände EQU, UPL und HYD ohne Einschränkung,
- GZ 1B (Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen) entspricht der Grenzzustand STR ohne Einschränkung als „innere“ Tragfähigkeit (Materialfestigkeit); hinzu kommt der Grenzzustand GEO-2 in Zusammenhang mit der „äußeren“ Bemessung von Gründungselementen (z. B. „äußere“ Pfahltragfähigkeit),
- GZ 1C (Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit) entspricht der Grenzzustand GEO-3 in Zusammenhang mit der Inanspruchnahme der Scherfestigkeit beim Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und Geländebruch.

1.5 Bemessungssituationen und Teilsicherheitsbeiwerte

Im Zuge von Berechnungen zum Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit werden für Einwirkungen und Beanspruchungen sowie für geotechnische Kenngrößen und Widerstände Bemessungswerte benötigt (vgl. Abschnitt 1.6), deren Größe u. a. mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten (vgl. Abschnitt 1.5.2) zu bestimmen ist. Aus den Tabellen des Abschnitts 1.5.2 geht hervor, dass die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte neben anderen Aspekten auch von der jeweils anzunehmenden Bemessungssituation (BS) abhängig sind.

1.5.1 Bemessungssituationen

Gemäß DIN EN 1997-1/NA sind grundsätzlich vier Bemessungssituationen zu unterscheiden, die im Folgenden erläutert werden (vgl. DIN 1054, 2.2 A (4)):

- BS-P ständige Situationen (**P**ersistent situations), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen. Zu berücksichtigen sind ständige Einwirkungen und veränderliche Einwirkungen, die während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftreten.
- BS-T vorübergehende Situationen (**T**ransient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, wie etwa
 - Bauzustände bei der Bauwerksherstellung,
 - 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).

Außer den vorübergehenden Einwirkungen erfasst die Bemessungssituation BS-T auch die ständigen Einwirkungen der Situation BS-P.

- BS-A außergewöhnliche Situationen (**A**ccidental situations), die sich auf außergewöhnliche Gegebenheiten des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen. Hierzu gehören z. B.
 - Feuer oder Brand,
 - Explosion,
 - Anprall,
 - extremes Hochwasser,
 - Ankerausfall.

Neben den außergewöhnlichen Einwirkungen erfasst diese Bemessungssituation aber auch ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen, so wie das in den Bemessungssituationen BS-P und BS-T der Fall ist.

Als außergewöhnlich sind auch Situationen zu betrachten, bei denen gleichzeitig mehrere voneinander unabhängige seltene Einwirkungen zu berücksichtigen sind, wie etwa

- eine ungewöhnlich große Einwirkung oder
- eine planmäßige einmalige Einwirkung.
- BS-E für Erdbebeneinwirkungen geltende Bemessungssituationen (**E**arthquake situations).

Bei den Bemessungssituationen BS-A oder BS-E lässt sich nicht ausschließen, dass das jeweilige Bauwerk nach Eintritt einer solchen Situation den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr genügt und außerdem in entsprechender Weise geschädigt ist. Zur Vermeidung solcher Schäden sind Maßnahmen zu empfehlen, mit denen die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden kann.

Bei Baumaßnahmen, die Baugrubenkonstruktionen betreffen, darf in besonderen Situationen gemäß EAB, EB 24, Absatz 4 [140] die Bemessungssituation BS-T mit abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten unter der Bezeichnung BS-T/A eingefügt werden (vgl. hierzu DIN 1054, 2.2 A (6) und EAB, EB 79 [140]). Bei den veränderlichen Einwirkungen, die dabei neben den Lasten des Regelfalls zusätzlich zu berücksichtigen sind, handelt es sich um

- Fliehkräfte, Bremskräfte und Seitenstoß (z. B. bei Baugruben neben oder unter Eisen- oder Straßenbahnen),
- selten auftretende Lasten und unwahrscheinliche oder selten auftretende Kombinationen von Lastgrößen und Lastangriffspunkten,
- Wasserdruck infolge von Wasserständen, die über den vereinbarten Bemessungswasserstand hinausgehen können (z. B. Wasserstände, bei deren Eintreten die Baugrube überflutet wird oder geflutet werden muss),

- Temperaturwirkungen auf Steifen (z. B. bei Stahlsteifen aus I-Profilen ohne Knickhaltung oder bei schmalen Baugruben in frostgefährdetem Boden).

In EAB, EB 24 [140] finden sich auch Beispiele für ständige, regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen sowie für Lasten, die ggf. neben den Lasten des Regelfalls zu berücksichtigen sind.

Zum schnelleren Verständnis der neuen Bemessungssituationen sei auf ihre Beziehung mit den Lastfällen aus DIN 1054:2005-01 hingewiesen (vgl. hierzu EA-Pfähle, 1.2.2 [141]). Dem bisherigen Lastfall

- LF 1 entspricht die Bemessungssituation BS-P,
- LF 2 entspricht die Bemessungssituation BS-T,
- LF 3 entspricht die Bemessungssituation BS-A.

Zu diesen drei Fällen kommt noch die „neue“ Bemessungssituation BS-E hinzu.

1.5.2 Teilsicherheitsbeiwerte

In den nachstehenden Tabellen werden Teilsicherheitsbeiwerte angegeben, die bei der Berechnung der Bemessungswerte von

- Einwirkungen und Beanspruchungen (Tabelle 1-2),
- Widerständen (Tabelle 1-3),
- geotechnischen Kenngrößen (Tabelle 1-1)

zu verwenden sind und deren zahlenmäßige Größen abhängen von der jeweils anzusetzenden Bemessungssituation (BS-P oder BS-T oder BS-A) bzw. von dem jeweils zu betrachtenden Grenzzustand (HYD oder UPL oder EQU oder STR und GEO-2 oder GEO-3 oder SLS).

Tabelle 1-1 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M (Materialeigenschaft M im Einzelfall) für geotechnische Kenngrößen; nach DIN 1054, Tabelle A 2.2

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	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 $\tan \varphi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	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 $\tan \varphi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränen Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	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

Anmerkung zu Tabelle 1-1: In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 [98] keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

Es sei hier noch darauf hingewiesen, dass die Einführung des Teilsicherheitskonzepts einen über mehrere Jahrzehnte gehenden Prozess darstellte, in dessen Verlauf sich die Ansätze der Herangehensweise erheblich veränderten. Hierzu gehört u. a., dass dieses neue Sicherheitskonzept an dem alten „globalen“ Sicherheitskonzept „geeicht“ wurde (vgl. hierzu z. B. *Weißbach* [316]). Bezüglich der Festlegung der Zahlenwerte für die verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerte führte das zu der Forderung, dass die sich im Rahmen des Teilsicherheitskonzepts ergebenden Sicherheiten des Bauwerks bzw. Bauteils möglichst weitgehend den Sicherheiten entsprechen sollten, die sich bei der Anwendung von „Globalsicherheitsbeiwerten“ („altes“ Sicherheitskonzept) ergeben.

Tabelle 1-2 Für Einwirkungen und Beanspruchungen geltende Teilsicherheitsbeiwerte γ_F (Einwirkung F im Einzelfall) bzw. γ_E (Beanspruchung E im Einzelfall); nach Tabelle A 2.1 von DIN 1054 und DIN 1054/A2

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	1,45	1,45	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,90	1,90	1,45
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	$\gamma_{G,E0}$	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 Verlust 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				
ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen	γ_G		1,00	
veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen	γ_Q		1,00	

^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.

^b nur im Sonderfall nach DIN 1054, 7.6.3.1 A (2).

Anmerkungen zu Tabelle 1-2:

- 1) Zur Beibehaltung des bisherigen Sicherheitsniveaus sind, in Abweichung von DIN EN 1990 [98], 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.
- 2) Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G, E0}$ 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.
- 3) In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 [98] keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

Tabelle 1-3 Teilsicherheitsbeiwerte γ_R (Widerstand R im Einzelfall) für Widerstände
(nach DIN 1054, Tabelle A 2.3)

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 1-1				
Herauszieh-Widerstände				
siehe STR und GEO-2				

Anmerkungen zu Tabelle 1-3:

- 1) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzugglieds aus Spannstahl und Betonstahl ist in DIN EN 1992-1-1/NA [104], Tabelle 2.1DE für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T sowie für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 mit $\gamma_M = 1,15$ angegeben; für die Bemessungssituation BS-A gilt $\gamma_M = 1,0$.
- 2) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand von flexiblen Bewehrungselementen ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in EBGEO [146] angegeben.
- 3) In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 [98] keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

1.6 Bemessungswerte

Bemessungswerte, die für die Bemessung geotechnischer Bauwerke erforderlich sind, basieren auf entsprechenden charakteristischen Werten (Bild 1-1) und sind als

- Einwirkungen F_k und Beanspruchungen E_k ,
- geotechnische Kenngrößen M_k ,
- Widerstände R_k

zu ermitteln. Bezüglich der charakteristischen Werte und insbesondere der zu geotechnischen Kenngrößen gehörenden Werte sei auf Abschnitt 1.3.1 verwiesen.

Bemessungswerte sind mit dem Index „d“ zu kennzeichnen.

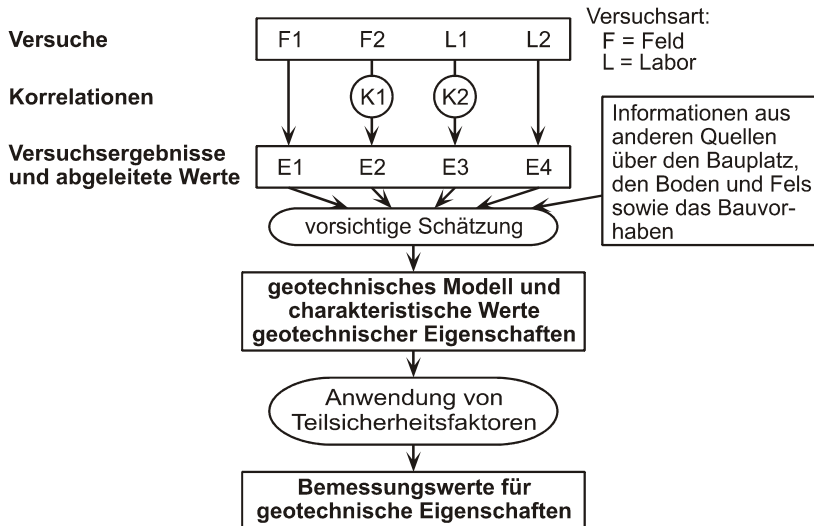


Bild 1-1 Flussdiagramm für die Ermittlung von Bemessungswerten geotechnischer Eigenschaften (nach DIN EN 1997-2 [110])

1.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen

Gemäß DIN EN 1997-1, 2.4.6.1 ist der Bemessungswert F_d einer Einwirkung nach DIN EN 1990 [98] zu bestimmen. Der Wert ist entweder direkt festzulegen oder aus repräsentativen Werten mittels

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{\text{rep}} = \gamma_F \cdot \psi \cdot F_k \quad \text{Gl. 1-4}$$

zu bestimmen (mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_F aus Tabelle 1-2). Handelt es sich um eine ständige Einwirkung oder um eine Leiteinwirkung (nach DIN EN 1990, 1.6 [98]: maßgebende veränderliche Einwirkung), gilt

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k \quad \text{Gl. 1-5}$$

Bezüglich der Ermittlung des repräsentativen Werts einer Kombination von mehreren veränderlichen und voneinander unabhängigen charakteristischen Einwirkungen sei auf Abschnitt 1.3.2 hingewiesen. In Fällen der direkten Festlegung von Bemessungswerten von geotechnischen Einwirkun-

gen dienen Teilsicherheitsbeiwerte γ_F als Orientierungsgrößen für das anzustrebende Sicherheitsniveau.

Bemessungswerte von Einwirkungen, die im Rahmen eines Nachweises der Sicherheit gegen Aufschwimmen (Grenzzustand UPL) oder gegen hydraulischen Grundbruch (Grenzzustand HYD) benötigt werden, berechnen sich nach DIN 1054, 2.4.6.1.1 für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten γ_F der Tabelle 1-2 zu

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad \text{bzw.} \quad F_d = \sum_{i \geq 1} F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i} \tag{Gl. 1-6}$$

Kombinationsbeiwerte sind dabei nicht zu berücksichtigen.

1.6.2 Bemessungswerte von geotechnischen Kenngrößen

Gemäß DIN EN 1997-1, 2.4.6.2 sind Bemessungswerte X_d von geotechnischen Kenngrößen entweder direkt festzulegen oder mit Hilfe von charakteristischen Werten X_k und Teilsicherheitsbeiwerten γ_M aus Tabelle 1-1 sowie der Gleichung

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \tag{Gl. 1-7}$$

zu berechnen. Werden Bemessungswerte direkt festgelegt, sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M als Orientierungsgrößen für das anzustrebende Sicherheitsniveau zu verstehen.

Bemessungswerte von Scherfestigkeiten, die bei Gesamtstandsicherheitsnachweisen (Grenzzustand GEO-3) verwendet werden, sind nach DIN 1054, 2.4.6.2 A (4) mit den Gleichungen

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi} \quad \text{bzw.} \quad \tan \phi_{u,d} = \frac{\tan \phi_{u,k}}{\gamma_{\phi u}} \tag{Gl. 1-8}$$

und

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \quad \text{bzw.} \quad c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{c u}}$$

zu berechnen (s. auch DIN 1054/A1). Darin stehen die charakteristischen Größen für den Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ und die Kohäsion c' des dränierten Bodens sowie den Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ und die Kohäsion c_u des undränierten Bodens. Diese Größen sind verknüpft mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 1-1.

1.6.3 Bemessungswerte von Bauwerkseigenschaften

Nach DIN EN 1997-1, 2.4.6.4 sind ggf. erforderliche Bemessungswerte für Festigkeitseigenschaften von Baustoffen und für Bauteilwiderstände nach den Normen DIN EN 1992 bis DIN EN 1996 sowie DIN EN 1999 zu ermitteln.

1.7 Rechnerische Nachweisführung der Tragsicherheit

Gemäß DIN EN 1997-1, 2.4.1 müssen bei rechnerischen Nachweisen die grundsätzlichen Anforderungen und speziellen Regeln von DIN EN 1990 [98] berücksichtigt werden. Die Nachweisführung kann mit Hilfe von

- analytischen Verfahren,

- halbempirischen Verfahren (berücksichtigte empirische Beziehungen müssen für die vorherrschenden Baugrundverhältnisse gelten),
 - numerischen Verfahren (Beispiele: Finite-Elemente-Methode (FEM), Steifemodulverfahren, Bettungsmodulverfahren)
- erfolgen.

Nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.1 ist im Allgemeinen nachzuweisen, dass ausreichende Sicherheit gegeben ist gegen

- den Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds (Grenzzustand EQU),
- inneres Versagen oder gegen sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw. (Grenzzustand STR),
- das Versagen oder gegen sehr große Verformungen des Baugrunds (Grenzzustand GEO),
- den Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds infolge Aufschwimmen (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen (Grenzzustand UPL),
- hydraulischen Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden (Grenzzustand HYD).

1.7.1 Verlust der Lagesicherheit (EQU)

Der rechnerische Nachweis, dass das Gleichgewicht des als starrer Körper angesehenen Tragwerks bzw. des Baugrunds eingehalten werden kann, lässt sich mit der Einhaltung der Ungleichung

$$E_{\text{dst, d}} \leq E_{\text{stb, d}} + T_{\text{d}} \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{E_{\text{dst, d}}}{E_{\text{stb, d}} + T_{\text{d}}} \leq 1 \quad \text{Gl. 1-9}$$

führen. Die in den Beziehungen verwendeten vier Größen sind

$E_{\text{dst, d}}$ Bemessungswert der Resultierenden der destabilisierenden Beanspruchungen,

$E_{\text{stb, d}}$ Bemessungswert der Resultierenden der stabilisierenden Beanspruchungen,

T_{d} Bemessungswert der Resultierenden des gesamten mobilisierbaren Scherwiderstands in einer Fuge zwischen Baugrund und Bauwerk oder des gesamten Scherwiderstands, der sich an einen Bodenblock mobilisieren lässt, welcher z. B. eine Zugpfahlgruppe enthält,

μ Ausnutzungsgrad.

Nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.2 betrifft der Grenzzustand EQU vorwiegend die innere Bemessung des Tragwerks. In der Geotechnik erfolgen somit Nachweise in diesem Grenzzustand eher selten (Beispiel: starre Gründung auf Fels), da mit EQU weder die Gesamtstandsicherheit noch die Sicherheit gegen Aufschwimmen erfasst wird.

1.7.2 Versagen im Tragwerk und im Baugrund (STR und GEO)

Die Sicherheit gegen das Auftreten von Brüchen oder sehr großen Verformungen in einem Tragwerk, einem Tragwerksteil oder im Baugrund lässt sich mit den Bemessungswerten der Beanspruchungen E_{d} und der Widerstände R_{d} sowie mit der Erfüllung der Ungleichung

$$E_{\text{d}} \leq R_{\text{d}} \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{E_{\text{d}}}{R_{\text{d}}} \leq 1 \quad \text{Gl. 1-10}$$

nachweisen (vgl. DIN EN 1997-1, 2.4.7.3). In der zweiten der beiden Ungleichungen ist μ der Ausnutzungsgrad. Nach DIN 1054, 2.4.7.3.2 sind die Bemessungswerte stets in den maßgebenden

Schnitten durch das Bauwerk und den Baugrund sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund zu ermitteln.

Im allgemeinen Fall sind die Bemessungswerte der Beanspruchungen für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T mit Hilfe von

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{Gl. 1-11}$$

für die Bemessungssituation BS-A mit Hilfe von

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{Gl. 1-12}$$

und für die Bemessungssituation BS-E mit Hilfe von

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right) \quad \text{Gl. 1-13}$$

zu berechnen. In den drei Gleichungen hat die Zeichenkombination "+" die Bedeutung „in Verbindung mit“. Die einzelnen Größen der Gleichungen sind:

- $G_{k,j}$ j-te ständige charakteristische Einwirkung ($j \geq 1$),
- $\gamma_{G,j}$ Teilsicherheitsbeiwert γ_G für $G_{k,j}$,
- P_k charakteristische Einwirkung aus Vorspannung,
- γ_P Teilsicherheitsbeiwert für P_k ,
- $Q_{k,1}$ Leiteinwirkung der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen,
- $\gamma_{Q,1}$ Teilsicherheitsbeiwert für $Q_{k,1}$,
- $Q_{k,i}$ i-te begleitende veränderliche charakteristische Einwirkung ($i \geq 2$),
- $\gamma_{Q,i}$ Teilsicherheitsbeiwert für $Q_{k,i}$,
- $\psi_{0,i}$ Kombinationswert ψ_0 für $Q_{k,i}$,
- A_d Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung,
- ψ_1 Kombinationswert zum Festlegen des häufigen Werts von $Q_{k,1}$,
- ψ_2 Kombinationswert zum Festlegen des quasi-ständigen Werts von $Q_{k,1}$,
- $\psi_{2,i}$ Kombinationswert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts von $Q_{k,i}$,
- A_{Ed} Bemessungswert einer Erdbebeneinwirkung nach DIN EN 1990, Tabelle A.1.3 [98],
- $Q_{k,j}$ j-te veränderliche charakteristische Einwirkung ($j \geq 1$),
- $\psi_{2,j}$ Kombinationswert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts von $Q_{k,j}$.

Bezüglich des „häufigen Werts“ und des „quasi-ständigen Werts“ einer veränderlichen Einwirkung sei auf DIN 1990 [98], 1.5.3.17 und 1.5.3.18 hingewiesen. Im Hochbau ist der häufige Wert der Wert, der in $\geq 1\%$ des Bezugszeitraums überschritten wird; bei der Verkehrsbelastung von Straßenbrücken ist er der Wert mit einer Wiederkehrperiode von einer Woche. Beispiele für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung sind z. B. die Größe von Stapellasten unter Berücksichtigung eines mittleren Beschickungsgrads oder die Größe von Nutzlasten auf einer Decke, die in $\geq 50\%$ des Bezugszeitraums überschritten wird, oder der Mittelwert von Wind- bzw. Verkehrslasten, der zu einem bestimmten Zeitintervall gehört.

Bei der Indizierung von Kombinationsbeiwerten gilt generell, dass der Index

0 zu einem Kombinationsbeiwert veränderlicher Einwirkungen,

1 zu einem Kombinationsbeiwert für häufige Werte veränderlicher Einwirkungen,

2 zu einem Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Werte veränderlicher Einwirkungen

gehört. Bezüglich der Größe der zu wählenden Kombinationsbeiwerte ist auf DIN EN 1990 [98] sowie auf die für Hochbauten geltende Tabelle A 1.1 in DIN EN 1990/NA [99] hinzuweisen. In der Geotechnik sind nach DIN 1054, 2.4.6.1.1 A (3) die Werte $\psi_0 = 0,8$, $\psi_1 = 0,7$ und $\psi_2 = 0,5$ zu verwenden.

Zur Ermittlung des Bemessungswerts der Widerstände R_d aus Gl. 1-10 werden Teilsicherheitsbeiwerte benötigt, die bei der Berechnung von R_d auf Baugrundeigenschaften (X) oder auf Widerstände (R) oder auch auf Baugrundeigenschaften und Widerstände angewendet werden können. Hinsichtlich weitergehender Ausführungen sei auf DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.3 verwiesen.

1.7.3 Versagen durch Aufschwimmen (UPL)

Der Nachweis der Sicherheit gegen das Aufschwimmen von Bauwerken oder Bauwerksteilen wird nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.4 mit Hilfe des Bemessungswerts der

- Kombination von destabilisierenden ständigen ($G_{dst,d}$) und veränderlichen ($Q_{dst,d}$) vertikalen Einwirkungen $V_{dst,d}$,
- Summe der ständigen stabilisierenden vertikalen Einwirkungen $G_{stb,d}$ (z. B. Eigenlast von Tragwerk und Bodenschichten),
- Summe zusätzlicher ständiger Widerstände gegen Aufschwimmen R_d (z. B. Wandreibungskräfte T_d und Ankerkräfte P_d),
- Summe der destabilisierenden veränderlichen vertikalen Einwirkungen $Q_{dst,d}$

geführt. Mit der Gültigkeit der Ungleichung ($\mu =$ Ausnutzungsgrad)

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{mit} \quad V_{dst,d} \leq G_{dst,d} + Q_{dst,d}$$

bzw.

$$\mu = \frac{V_{dst,d}}{G_{stb,d} + R_d} \leq 1$$

Gl. 1-14

gilt der Nachweis als erbracht. Da zusätzliche Widerstände gegen Aufschwimmen behandelt werden dürfen wie stabilisierende ständige vertikale Einwirkungen und die Bemessungswerte der Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten berechnet werden dürfen (vgl. Abschnitt 1.6.1), kann die Ermittlung aller Bemessungswerte der Gl. 1-14 ausschließlich mit Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 1-2 erfolgen.

1.7.4 Versagen durch hydraulischen Grundbruch (HYD)

Beim Nachweis der Sicherheit gegen das Versagen durch hydraulischen Grundbruch ist nach 2.4.7.5 von DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu zeigen, dass für jedes untersuchte Bodenprisma die Ungleichung

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{S_{dst,d}}{G'_{stb,d}} \leq 1$$

Gl. 1-15

gilt. Die darin verwendeten Größen sind:

$S_{dst,d}$ destabilisierende Strömungskraft in dem Bodenprisma,
 $G'_{stb,d}$ stabilisierende Eigengewichtskraft des Bodenprismas unter Auftrieb,
 μ Ausnutzungsgrad.

Die Ermittlung aller Bemessungswerte der Gl. 1-15 kann ausschließlich mit Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 1-2 erfolgen (vgl. auch Abschnitt 1.6.1).

1.8 Beobachtungsmethode

Ist das Verhalten des Baugrunds einer geplanten Baumaßnahme mit vorab durchgeführten Baugrunduntersuchungen und entsprechenden Berechnungen nicht hinreichend zuverlässig prognostizierbar, kann es sinnvoll sein, die „Beobachtungsmethode“ anzuwenden. Diese Methode kombiniert übliche geotechnische Untersuchungen und Berechnungen (Prognosen) mit laufenden messtechnischen Kontrollen des Baugrunds und des Bauwerks während dessen Herstellung (ggf. auch in dessen Nutzungszeit). Auf dieser Basis lassen sich die Prognoseunsicherheiten durch fortlaufende Anpassungen des Entwurfs an die tatsächlichen Verhältnisse weitestgehend verringern.

Als Sicherheitsnachweis ist die Beobachtungsmethode ungeeignet, wenn davon ausgegangen werden muss, dass ein mögliches Versagen nicht frühzeitig zu erkennen ist bzw. dass es sich nicht rechtzeitig ankündigt.

Lassen sich aus den Messungen Gegebenheiten ableiten (z. B. geotechnische Kenngrößen und hydrogeologische Verhältnisse), die günstiger sind als erwartet, dürfen die Bemessung und der weitere Bauablauf mit Hilfe der Beobachtungsmethode optimiert werden.

Im Zuge der Anwendung der Beobachtungsmethode ist nach DIN EN 1997-1, 2.7 noch vor dem Beginn der Baumaßnahmen dafür zu sorgen, dass

- für das Verhalten des Bauwerks zulässige Grenzen festgelegt werden,
- die Schwankungsbreite des möglichen Bauwerksverhaltens bewertet wird und dass gezeigt wird, dass das tatsächlich eintretende Verhalten mit hinreichender Wahrscheinlichkeit innerhalb der festgelegten zulässigen Grenzen liegen wird,
- ein Konzept für die Messungen erstellt wird, mit dem sich feststellen lässt, ob die Schwankungen des Bauwerksverhaltens im Toleranzbereich bleiben bzw. diesen überschreiten,
- die Messungen ein mögliches Überschreiten des Toleranzbereichs so früh anzeigen, dass entsprechende Gegenmaßnahmen noch erfolgreich vorgenommen werden können,
- für diese Gegenmaßnahmen und ihre mögliche Anwendung eine Planung vorliegt, die zur Anwendung kommen kann, wenn der Toleranzbereich überschritten wurde,
- die Reaktionszeiten der Messgeber sowie die Zeitspannen für die Ergebnisaus- und -bewertung in Bezug auf die Geschwindigkeit möglicher Systemveränderungen ausreichend kurz sind.

Hinsichtlich der Umsetzung dieser Forderungen empfiehlt DIN 1054, 2.7 die Beteiligung von Bauherrschaft, geotechnische Beratung, Tragwerksplanung, Bauausführung und Bauaufsicht. Darüber hinaus verlangt die DIN, dass der Schwankungsbereich des Bauwerksverhaltens auf der Basis vorliegender Erkundungsergebnisse rechnerisch ermittelt wird und dass zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit eine rechnerische Prognose erstellt wird, die insbesondere dazu dient

- das Baugrund- und Bauwerksverhalten in den Hauptmerkmalen zu verstehen,
- zu prüfen, ob sich vorab festgelegte Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit in den maßgebenden Bauzuständen einhalten lassen,
- das Messprogramm sinnvoll planen zu können,

- die Wirkungsweise bautechnischer Maßnahmen beurteilen zu können, die für den Fall einer Überschreitung von Gebrauchstauglichkeitskriterien vorgesehen sind.

Nach DIN 1054, 2.7 kann die Anwendung der Beobachtungsmethode insbesondere bei Baumaßnahmen zweckmäßig sein, die in die geotechnische Kategorie GK 3 (Maßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad) einzuordnen sind und

- mit ausgeprägten Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund verbunden sind (z. B. Gründungsplatten oder nachgiebig verankerte Stützkonstruktionen),
- durch erhebliche und veränderliche Wasserdruckeinwirkungen gekennzeichnet sind (z. B. Trogbauwerke oder Ufereinfassungen im Tidegebiet),
- bei denen Baugrund, Baugrubenkonstruktion und angrenzende Bebauung in komplexer Weise miteinander in Wechselwirkung stehen,
- bei denen Porenwasserdrücke die Standsicherheit vermindern können,
- an Hängen zur Ausführung kommen.

2 Frost im Baugrund

2.1 Allgemeines und Regelwerke

2.1.1 Allgemeines

Sinkt die Lufttemperatur in unmittelbarer Bodennähe auf Werte unter 0 °C, beginnt sich im Baugrund Bodenrost auszubreiten. Der so anfangende Vereisungsvorgang des im Boden befindlichen Porenwassers pflanzt sich in die Tiefe des Bodens fort. Die Eindringtiefe des Frostes (auch „Frosttiefe“ genannt) ist umso größer, je

- länger die niedrigen Temperaturen anhalten,
- tiefer die Temperaturen sinken,
- größer die Wärmeleitfähigkeit des Bodens (z. B. abhängig von der mineralischen Beschaffenheit) ist.

Im Verkehrsbau ist der Bodenrost von besonderer Bedeutung, da z. B. Straßen- und Flugplatzbefestigungen nicht frostfrei gegründet werden.

Auf die Thematik der künstlichen Bodenvereisung („Gefrierverfahren“) wird hier nicht eingegangen. Ausführungen hierzu sind z. B. bei *Jessberger/Jagow-Klaff* [178], Kap. 2.4 oder *Orth* [179], Kap. 2.5 zu finden.

2.1.2 Regelwerke

Empfehlungen zur frostfreien Lage der Gründungssohle, zur Klassifizierung der Frostempfindlichkeit von Bodenarten und zur Verhinderung von Frostschäden sind zu finden in

- den Normen DIN 1054 [44], DIN 18 196 [83], DIN EN 1997-1 [107] und E DIN EN 16907-4 [128],
- dem von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) herausgegebenen Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen [232],
- und in den ZTV E-StB 09 [331].

2.2 Homogener und nicht homogener Bodenrost

Homogener Bodenrost tritt bei Böden mit geringer Kapillarwirkung auf (z. B. bei Kiesen und Sanden). Der Wassergehalt w in der Frostzone dieser Böden bleibt konstant.

Bei feuchten Sanden gefriert die die Körner umhüllende Wasserschicht und dehnt sich bei weiter absinkenden Temperaturen in den luftgefüllten Porenraum aus.

Nicht homogener (geschichteter) Bodenrost setzt Böden mit höherer Kapillarwirkung voraus (bindige Böden). Das Wasser kann durch diese Wirkung aus der Umgebung (geschlossenes System) oder von einem Wasservorrat (offenes System) angesaugt werden. Als Wasservorrat dient anstehendes Grundwasser und/oder örtlich versickerndes Oberflächenwasser.

Das Ansaugen von Wasser in die Frostzone erhöht dort den Wassergehalt w in unregelmäßiger Form und führt zur Bildung von Eisbändern und Eislinsen (Bild 2-1), deren Größe, abhängig vom Wassernachschub, zwischen einigen Millimetern und einigen Dezimetern schwanken kann. In ihrem Bereich erreicht der Wassergehalt Spitzenwerte.

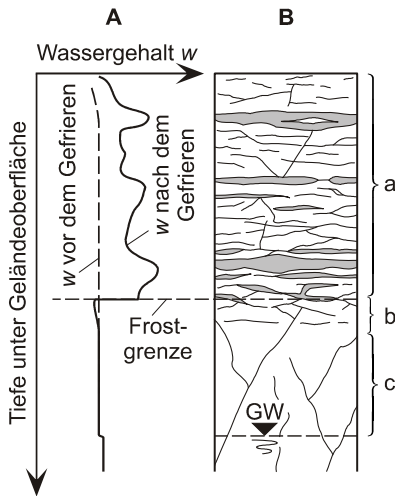


Bild 2-1 Wassergehalt w bei nicht homogenem Bodenfrost (nach [11])

A Linie des Wassergehalts der Schichten a, b, c vor und nach dem Gefrieren

B Querschnitt durch den Frostboden (von Rissen durchzogener Ton)

a Boden oberhalb der Frostgrenze (mit Eislinen und Eisbändern)

b Übergangsbereich mit reduziertem Wassergehalt unterhalb der Frosttiefe

c Boden mit unverändertem Wassergehalt unterhalb der Frosttiefe

2.3 Frostkriterien

Im Allgemeinen ist Baugrund bezüglich der Frosteinwirkungen dann als unproblematisch einzustufen, wenn seine durch den Frost hervorgerufenen Hebungen und periodischen Tragfähigkeitsverminderungen so klein sind, dass keine Schäden an dem jeweiligen Bauwerk zu befürchten sind. Für Kriterien wie „frostsicher“ und „frostgefährdet“ existieren keine klaren Grenzen, da die zu charakterisierenden Böden sich zum Teil sehr stark voneinander unterscheiden (z. B. bezüglich ihrer Körnungslinien). Aus diesen Gründen sind die im Folgenden angegebenen Frostkriterien auch nicht einheitlich. Insbesondere hinsichtlich der Kriterien von *Casagrande* und *Schaible* ist darauf hinzuweisen, dass mit der Reduzierung auf Sieblinienkriterien vor allem der Einfluss der mineralischen Zusammensetzung des Feinkornanteils vernachlässigt wird (vgl. hierzu auch [20] und [153]). Bezüglich weiterer Frostkriterien sei z. B. auf [201] verwiesen.

2.3.1 Frostempfindliche Böden nach *Casagrande*

Nach *Casagrande* sind Böden als frostempfindlich einzustufen, wenn (vgl. z. B. [153])

- ungleichkörnige Böden (Böden mit Ungleichförmigkeitszahlen $U > 15$) mehr als 3 % Kornanteil der Korngröße $d < 0,02$ mm aufweisen (Hinweis: 0,02 mm ist die maximale Korngröße von Mittelschluff),
- gleichkörnige Böden (Böden mit Ungleichförmigkeitszahlen $U < 5$) mehr als 10 % Kornanteil der Korngröße $d < 0,02$ mm besitzen.

Hinsichtlich der Unschärfen dieses Kriteriums sei z. B. auf [201] verwiesen.

2.3.2 Frostkriterien nach *Schaible*

Im Gegensatz zu *Casagrande* werden von *Schaible* [271] nicht nur die Tone und Schluffe, sondern auch die Mehlsande (Korngruppe mit Korngrößen zwischen 0,02 mm und 0,1 mm) in den Bereich der frostempfindlichen Böden aufgenommen.

Die im Rahmen eines mehrjährigen Forschungsauftrages für das Bundesverkehrsministerium gewonnenen Frostkriterien sind in Bild 2-2 wiedergegeben (vgl. auch [271]).

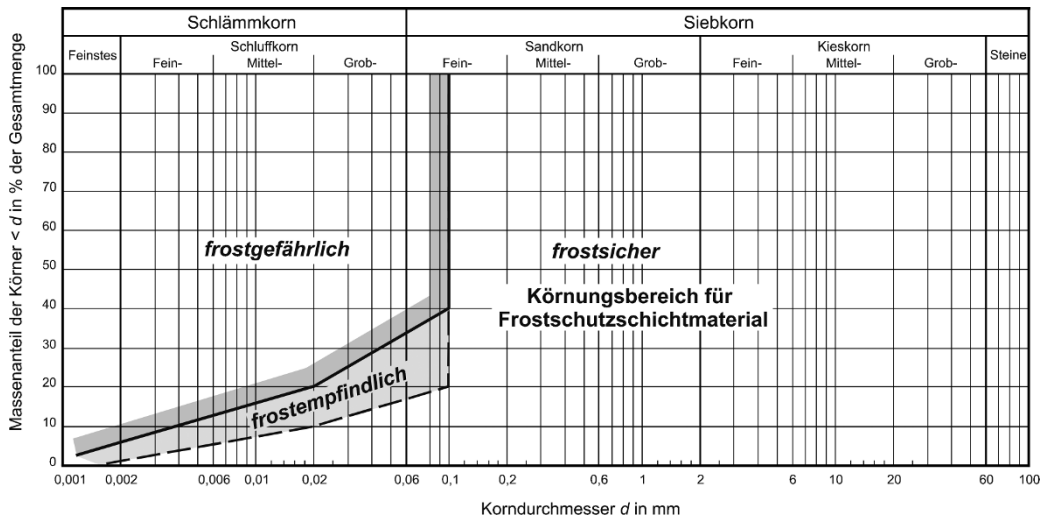


Bild 2-2 Frostkriterien nach *Schaible* [271]

Liegt die Körnungslinie eines Bodens außerhalb der von *Schaible* als „frostgefährlich“ bzw. „frostempfindlich“ bezeichneten Bereiche, sind keine Schäden durch Bodenfrost zu erwarten.

2.3.3 Klassifikation der Frostempfindlichkeit nach DIN 18196

Die Frostempfindlichkeit von Bodenarten wird in DIN 18196 klassifiziert mit den Begriffen

- sehr groß,
- groß,
- groß bis mittel,
- mittel,
- gering bis mittel,
- sehr gering,
- vernachlässigbar klein.

Nach Tabelle 4 dieser DIN gehören z. B. zur Gruppe der durch sehr große Frostempfindlichkeit gekennzeichneten Böden

- gemischtkörnige Böden mit Feinkorn-Massenanteilen ($\leq 0,063$ mm) von > 15 % und ≤ 40 % wie
 - Kies-Schluff-Gemische (GU*), z. B. Verwitterungskies,
 - Sand-Schluff-Gemische (SU*), z. B. Auelehm und Sandlöss,
- feinkörnige Böden mit Massenanteilen an Feinkorn ($\leq 0,063$ mm) von > 40 % wie
 - leicht plastische Schluffe (UL), z. B. Löss und Hochflutlehm,
 - leicht plastische Tone (TL), z. B. Geschiebemergel und Bänderthon,
 - mittelpastische Schluffe (UM), z. B. Seeton und Beckenschluff,
- organogene Schluffe und Schluffe mit organischen Beimengungen, die zur Gruppe OU zählen und Massenanteile an Feinkorn von > 40 % aufweisen, wie z. B. Mutterboden, Kieselgur und Seekreide,
- organische Böden, wie zersetzte Torfe (HZ) und Schlamme (F).

Nach der Norm ist die Frostempfindlichkeit von Böden vernachlässigbar klein, wenn sie als grobkörnig einzustufen sind und damit Massenanteile an Feinkorn ($\leq 0,063$ mm) von < 5 % aufweisen (z. B. Kiese, Sande, vulkanische Schlacke, Terrassenschotter und Granitgrus).

2.3.4 Klassifikation der Frostempfindlichkeit nach ZTV E-StB 09

In den ZTV E-StB 09 werden drei Frostempfindlichkeitsklassen unterschieden (Tabelle 2-1). Die Einteilung zeigt die mögliche Frostempfindlichkeit für die Fälle, in denen Wasser

- in der Gefrierzone vorkommt,
- der Gefrierzone zufließt,
- vom Boden in die Gefrierzone nachgesaugt wird.

In ZTV E-StB 09, 3.1.3.1 wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass von der Einteilung in Tabelle 2-1 abgewichen werden kann, wenn andere regionale Erfahrungen vorliegen.

Tabelle 2-1 Klassifikation der Frostempfindlichkeit von Bodengruppen nach ZTVE-StB 09, 3.1.3

	Frostempfindlichkeit	Bodengruppen (nach DIN 18196)
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE SW, SI, SE
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA OT, OH, OK ST ¹⁾ , GT ¹⁾ SU ¹⁾ , GU ¹⁾
F3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU ST*, GT* SU*, GU*

Anmerkung:

¹⁾ zu F1 gehörig bei einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von 5,0 M-% bei $C_U \geq 15,0$ oder 15,0 M-% bei $C_U \leq 6,0$.

Im Bereich $6,0 < C_U < 15,0$ kann der für eine Zuordnung zu F1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm gemäß Bild 2-3 linear interpoliert werden.

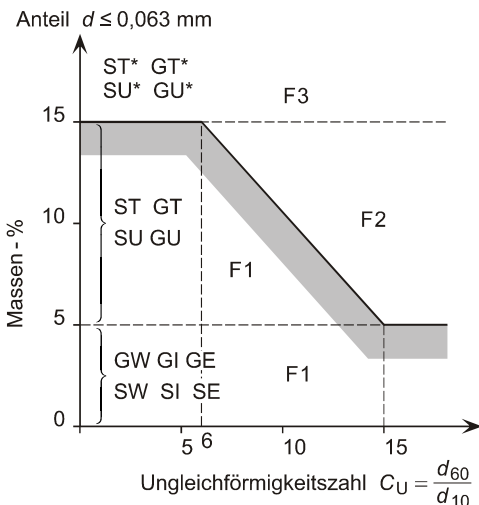


Bild 2-3 Abgrenzung der Frostempfindlichkeitsklasse F1 von F2 in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl C_U und dem Feinkornanteil der Böden (nach ZTVE-StB 09)

Anwendungsbeispiel

Für die Körnungslinie eines schluffigen Kiesel (GU) wurde als Ungleichförmigkeitszahl der Wert $C_U = 12$ ermittelt. Welche Grenzwerte für den Massenprozent-Anteil der Kornfraktion $d \leq 0,063$ mm müssen bei diesem Kies eingehalten sein, wenn er gemäß ZTV E-StB 09 als

- zur Frostempfindlichkeitsklasse F1,
- zur Frostempfindlichkeitsklasse F2

gehörend eingestuft werden soll?

Lösung

Gemäß der Anmerkung zu Tabelle 1 der ZTV E-StB 09 (Tabelle 2-1) ist schluffiger Kies der Frostempfindlichkeitsklasse F1 (nicht frostempfindlich) zuzuordnen, wenn bis zu 5,0 Massen-% seines Kornes zur Fraktion $d \leq 0,063$ mm gehören und für seine Ungleichförmigkeitszahl $C_U \geq 15,0$ gilt. Die gleiche Zuordnung gilt auch bei bis zu 15,0 Massen-% Kornanteilen der Fraktion $d \leq 0,063$ mm und Ungleichförmigkeitszahlen $C_U \leq 6,0$. Für den Ungleichförmigkeitszahl-Bereich $6,0 < C_U < 15,0$ kann der für die Zuordnung zu F1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm gemäß Bild 2-3 (gehört zu Tabelle 2-1) linear interpoliert werden.

Durch die Interpolation ergibt sich, dass schluffige Kiese mit einer Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 12$ zu F1 gehören, wenn für ihre Massenanteile an Korn $d \leq 0,063$ mm die Ungleichung

$$M\text{-}\% \leq 5 + \frac{(15-5) \cdot (15-12)}{15-6} = 5 + \frac{10 \cdot 3}{9} = 8,33$$

zutrifft.

Somit gilt für den schluffigen Kies mit der Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 12$, dass er bei

- $\leq 8,33$ M-% an Korn $d \leq 0,063$ mm zur Frostempfindlichkeitsklasse F1 gehört,
- $> 8,33$ M-% an Korn $d \leq 0,063$ mm zur Frostempfindlichkeitsklasse F2 gehört.

2.4 Frosttiefen und frostfreie Gründungen

Tabelle 2-2 enthält Ergebnisse von Messungen, die in den Jahren 1957 bis 1971 an unterschiedlichen Orten der Bundesrepublik Deutschland durchgeführt wurden. Die Größen stellen die minimalen und maximalen Jahreswerte der Frosttiefen dar, die sich während der Messperiode ergaben. Die letzte Spalte enthält den Mittelwert aller Jahreshöchstwerte. Weitere Beispiele für gemessene Frosttiefen sind z. B. in [284] zu finden.

Die Zahlen der Tabelle zeigen, dass die Forderung nach der frostfreien Anordnung der Gründungssohlen von Flächengründungen durch die in DIN 1054, 6.4 A (2) diesbezüglich verlangte Sohlagentiefe von mindestens 0,8 m unter Gelände nicht immer erfüllt wird. Bei der Festlegung der Sohlentiefe sind deshalb auch entsprechende örtliche Erfahrungs- oder Messwerte zu beachten.

In [45] wird die Sohlagentiefe von mindestens 0,8 m u. a. nicht für Bauwerke von untergeordneter Bedeutung (z. B. Einzelgaragen, einstöckige Schuppen, Bauwerke für vorübergehende Zwecke usw.) und geringer Flächenbelastung gefordert. Selbstverständlich sind auch solche Bauwerke den bodenphysikalischen Bedingungen bei Frosteinwirkung unterworfen, das damit verbundene Risiko wird in diesen Fällen aber bewusst dem Bauherrn überlassen (vgl. [48]).

Tabelle 2-2 Größte jährliche Frosttiefen unter schneefrei gehaltenen 15 cm dicken Betonplatten (nach [149])

Gebiet	Messstelle	Messstellen- höhe über N.N. (in m)	Frosttiefe (in cm)		
			min.	max.	Mittel
Nordseeküste	Husum	3	40	100	50
Weser-Aller-Gebiet	Braunschweig-Völkenrode	81	40	140	60
Oberes Leine-Bergland	Göttingen	150	40	130	56
Münsterland	Oelde	111	40	100	50
Niederrheinische Bucht	Köln-Raderthal	51	30	120	50
Lahngebiet	Gießen-Liebighöhe	185	45	85	55
Thüringisch-Fränkisches Mittelgebirge	Hof-Hohensaas	566	45	145	75
Moselgebiet	Trier-Petrisberg	265	45	100	55
Nördl. Oberrhein-Tiefland	Karlsruhe	115	47	115	65
Oberes Neckarland	Stuttgart-Hohenheim	401	45	85	55
Oberbayerisches Hügelland	Weihenstephan	467	45	140	75*)

*) Errechnetes Mittel nur aus den Jahren 1957 bis 1962

Müssen Gerüste, fliegende Bauten u. a. ihre Funktion nur außerhalb der Frostperiode erfüllen, kann auf die Beachtung der Regeln für ihre frostfreie Gründung verzichtet werden.

2.5 Frostschäden und Maßnahmen zu ihrer Vermeidung

Zu den Voraussetzungen von möglichen Frostschäden gehört, dass

- Frost in den Boden eindringt und sich dadurch eine Gefrierzone ausbildet (Frosttiefe),
- frostempfindliches Bodenmaterial im Bereich der Gefrierzone ansteht,
- zusätzliches Wasser der Gefrierzone Zutritt,
- der Wassergehalt der frostempfindlichen Böden während der Frostperiode erhöht wird durch Eislinsen bzw. Eisbänder, die das nach ihrer Entstehung zutretende Wasser sammeln und sich dadurch weiter vergrößern,
- beim Tauen der Eislinsen und Eisbänder der Boden aufgeweicht wird,
- ein aus Baukonstruktion und bereichsweise aufgeweichtem Baugrund bestehendes System belastet wird (z. B. durch Verkehr belastete Straße).

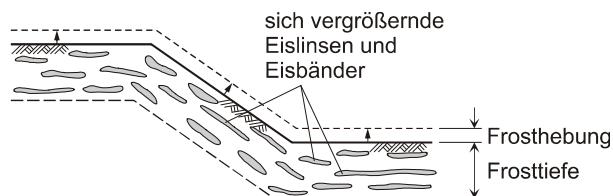


Bild 2-4 Hebung des Bodens infolge sich vergrößernder Eislinsen und Eisbänder

Treffen die genannten Bedingungen für frostempfindliche Böden zu, sind Schäden zu erwarten. Sie gehören zur Kategorie der

- Hebungsschäden (hervorgerufen durch die sich vergrößernden Eislinsen bzw. Eisbänder, verbunden mit einer entsprechenden Auflockerung des Bodengefüges (Bild 2-4)) oder der
- Senkungs- bzw. Rutschungsschäden (als Folge der Erhöhung des Wassergehalts im Boden durch die getauten Eislinsen bzw. Eisbänder).

2.5.1 Straßenbau und Flugplatzbefestigungen

Im Gegensatz zu Bauten mit beschränkter Grundfläche (z. B. Hochbauten und Brücken), wird bei Straßen und Flugplatzbefestigungen aus Wirtschaftlichkeitsgründen auf eine frostfreie Gründung verzichtet. Daher werden sie auch besonders stark durch ihre Wechselwirkung mit dem dem Frost ausgesetzten Baugrund beeinflusst. Bild 2-5 und Bild 2-6 zeigen die wesentlichen Problemfälle für Frostschäden im Straßenbau, die der Hebung und der Tausenkung.



Bild 2-5 Frosthebung einer Packlagendecke bei frostempfindlichem Untergrund (nach [271])

Hebungen betreffen nach *Schaible* [271] nur den kleineren Teil der Frostschäden (10 %). Sie bilden sich im Laufe der Frostperiode in Form von Frostwellen, Frostbeulen, Frostrissen oder auch Frostspalten aus (vgl. [149]). Ihr Maximum ist erreicht, wenn sich die größte Wassermenge in Eislinsen und Eisbändern unter der Fahrbahndecke angesammelt hat. Nach der Auftauperiode gehen die Hebungen zwar zurück, die sich nicht mehr ganz schließenden Risse stellen jedoch Ansatzpunkte für Schadenserweiterungen dar.

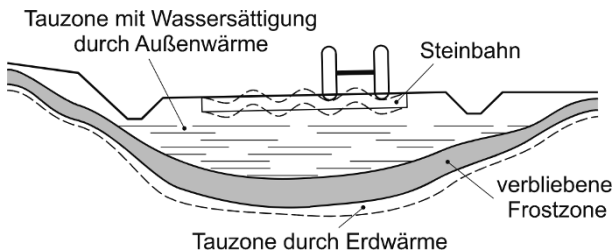


Bild 2-6 Tausenkung unter Verkehrseinfluss bei frostempfindlichem Untergrund (nach *Schaible* [271])

Bei Straßen wesentlich bedeutsamer sind die Tausenkungsschäden (nach *Schaible* [271] 90 % der Frostschäden). Sie treten in der Tauperiode ein und sind mit dem in Bild 2-6 skizzierten Ablauf des Auftauvorgangs verbunden. Der Boden weicht durch das Schmelzen der Eislinsen und -bänder so stark auf, dass er keine nennenswerte Tragfähigkeit mehr besitzt. Darüber hinaus wird er durch die noch vorhandene Eisbarriere an seiner Entwässerung gehindert. Über solchen, sich in kurzer Zeit bildenden „Schlammflöchern“ treten rasch große Verformungen biegeweicher Straßen- und Flugplatzbefestigungsdecken auf. Biegesteifere Decken brechen ein, wenn sie durch Verkehr belastet

werden und ihre Tragfähigkeit nicht mehr zur Lastaufnahme ausreicht. Als Schadensformen entstehen engmaschige Risse (Elefantenhaut) und Schollen, wobei Verkehr die Schäden durch „Pumpen“ vergrößert; der Schadensumfang kann sich bis zur völligen Zerstörung der Fahrbahnbefestigung (Frostaufbrüche) entwickeln. Der Vorgang wird beeinflusst durch die

- Größe der Verkehrslast,
- Querschnittsbeschaffenheiten der Decke,
- Flächengröße der aufgeweichten Zone (begrenzte Fähigkeit der Decke, die aufzunehmenden Verkehrslasten auf noch tragfähige Bodenbereiche zu verteilen).

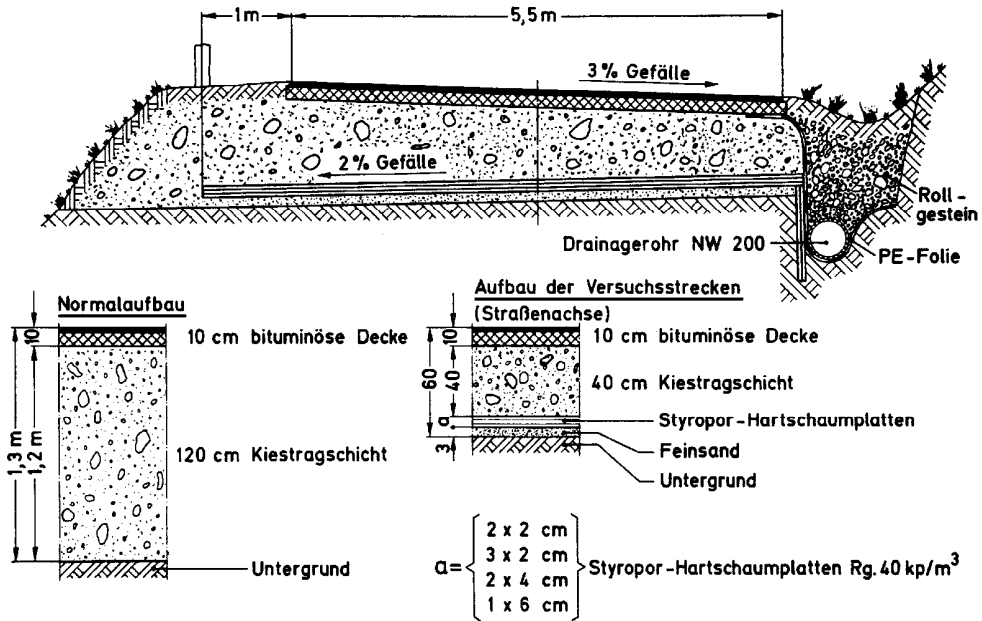


Bild 2-7 Aufbau der Versuchsstrecke Silvretta-Hochalpenstraße, Österreich, in herkömmlicher und in wärmedämmter Bauweise (aus [196])

Die beschriebenen Frostschäden können vermieden werden durch die Beseitigung der Voraussetzungen für ihre Entstehung. Entsprechende Maßnahmen sind z. B.

- die Verhinderung des Zutritts von zusätzlichem Wasser in den Bereich der Gefrierzone (z. B. durch Drainagemaßnahmen),
- das Auskoffern des frostempfindlichen Bodens im Bereich der Gefrierzone und sein Ersatz durch frostsicheres Material („Frostschuttschicht“),
- die Verfestigung anstehender frostempfindlicher Böden durch Zugabe von Bindemitteln wie Kalk, Zement oder hydraulischen Bindemitteln (nach [234] geeignet bei ländlichen Wegen, Rad- und Gehwegen, Flugplätzen, Industrieflächen, Container-Abstellflächen usw.; zur Verfestigung mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln sei auch auf E DIN EN 16907-4 hingewiesen),
- die Verstärkung der frostsicheren Tragschicht,
- der Einbau einer Wärmedämmschicht, wie z. B. in Bild 2-7 gezeigt (weitere Konstruktionsbeispiele sowie Ausführungen zu Aspekten wie Baugrundsätze, Einbau, Anforderungen an die Dämmschicht und Prüfungen sind in [228] zu finden),
- die Verkehrsbeschränkung in der Tauperiode, bis hin zum Fahrverbot.

Zum Einsatz von Wärmedämmschichten und den damit verbundenen erforderlichen Dicken des Unterbaus von Fahrbahnen siehe z. B. [295].

Die Dicken von Frostschutzschichten können unter Rückgriff auf die RStO 01 [263] festgelegt werden. Entsprechende Werte von Tabelle 2-3 lassen erkennen, dass die jeweils anzusetzende Größe sowohl von der Frostempfindlichkeitsklasse gemäß ZTV E-StB 09 als auch von der Bauklasse (Klasse SV bzw. Klasse VI gelten für > 32 Mio. bzw. ≤ 0,1 Mio. äquivalente 10-t-Achsübergänge in 30 Jahren) der zu bauenden Straße abhängig ist. Gemäß den RStO 01 sind die Werte aus Tabelle 2-3, in Abhängigkeit von den örtlichen Verhältnissen, ggf. zu vergrößern oder auch zu verkleinern (siehe RStO 01, 3.2.3).

Tabelle 2-3 Ausgangswerte für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaues (nach RStO 01 [263])

Frostempfindlichkeitsklasse	Dicke bei Bauklasse		
	SV/III	III/IV	V/VI
F2	55 cm	50 cm	40 cm
F3	65 cm	60 cm	50 cm

Im Straßenbau ist, außer auf die dargestellten möglichen Schadensformen an Straßenbefestigungen, auch noch auf Frostschäden hinzuweisen, die an Böschungen von Dämmen und Einschnitten auftreten können, welche aus Bodenmaterial der Frostempfindlichkeitsklassen F2 oder F3 bestehen. Die Schäden reichen vom Kriechen des Bodens über Rutschungen bis hin zum Böschungsbruch. Verursacht werden sie vor allem durch die

- verminderte Scherfestigkeit des auftauenden Bodens, dessen Wassergehalt sich durch die Bildung von Eislinsen und Eisbändern erhöht hat,
- Vorzeichnung von Gleitflächen durch Eislinsen und Eisbänder, die parallel zur Böschungsoberfläche entstehen.

Mögliche Maßnahmen zur Schadensvermeidung sind z. B.

- eine rechtzeitig aufzubringende Begrünung, deren Durchwurzelung u. a. die frostbedingte Entfestigung des Bodens ausgleicht (Bepflanzung muss mit hinreichend tiefer Durchwurzelung verbunden sein),
- die gute Verdichtung des Bodens bei der Herstellung von Dammböschungen (Vermeidung einer übermäßigen Erhöhung des Wassergehalts des Bodens),
- die Entwässerung der Straßenoberfläche bei Dammlagen einer Straße (Verhinderung der Wasseranreicherung im Dammkörper),
- die unterhalb der Frosteindringtiefe vorzunehmende Entwässerung wasserführender Schichten von Einschnittsböschungen (Verhinderung von Wasserstau in diesen Schichten und der damit verbundenen Standsicherheitsverringering der Böschung).

2.5.2 Hochbau

Im Hochbau sind Frostschäden oft auf nicht ausreichende Gründungstiefen zurückzuführen. Die in der gefrierenden Zone liegenden Bauteile werden dabei durch ständig wachsende Eislinsen und Eisbänder angehoben, gedreht und zur Seite geschoben. Zu den Folgeerscheinungen gehören die Standsicherheitsgefährdung durch Risse in der Baukonstruktion sowie die Gefahr des Einsturzes von Gebäudeteilen oder gar des gesamten Gebäudes. Auf solche Probleme ist besonders bei Rohbauten zu

achten, die z. B. noch nicht hinterfüllt sind und/oder bei denen der Frost durch noch nicht geschlossene Maueröffnungen (Fenster, Türen usw.) in die Kellerräume eindringen kann. Als Beispiel sei der in [249] beschriebene Fall einer unzureichenden Gründungstiefe im Bereich eines Kellereingangs erwähnt. Diese führte zu Frosthebungen, einer damit verbundenen Sattellage der Kellergründung und schließlich zu gravierenden Bauwerksschäden.

Bild 2-8 zeigt zwei mögliche Problemfälle, die durch zu geringe Einbindetiefen und die Verwendung von falschem Hinterfüllmaterial entstehen können.

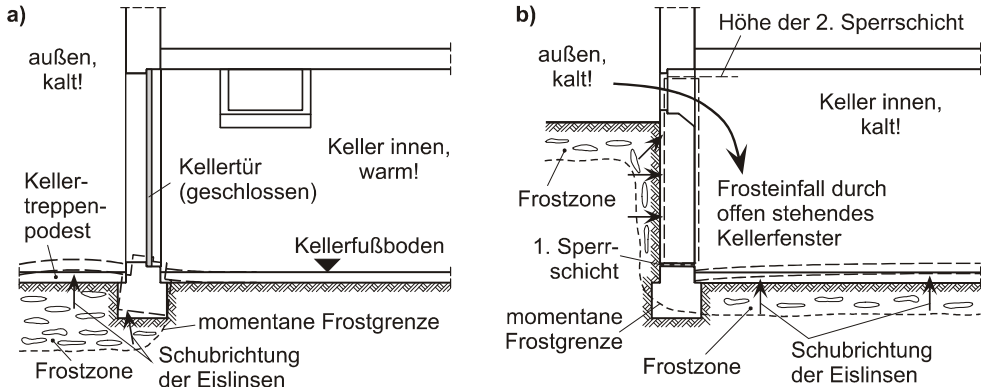


Bild 2-8 Einwirkungen des Bodenfrostes auf Fundamente und Wände in nicht frostsicherem Baugrund (nach [1])
 a) Fundamentdrehung bei nicht frostfrei gegründeter Kellertür
 b) Wandverschiebung bei offenem Kellerfenster

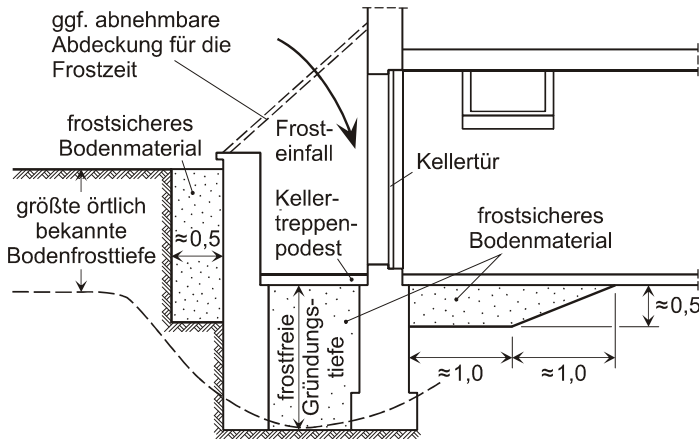


Bild 2-9 Ausbildung eines Kellereingangs mit Außentreppe zur Vermeidung von Frostschäden; alle Maße in m (nach [1])

Zur Vermeidung von Frostschäden im Hochbau dienen Maßnahmen wie

- Sicherstellung der frostsicheren Gründungstiefe (mindestens 0,8 m unter Gelände gemäß DIN 1054, 6.4 A (2)) durch
 - Hinterfüllen von Rohbauten vor Eintritt der Frostperiode,

- Verhinderung des Frosteintritts in Kellerräume durch offene oder schlecht isolierte Fenster und Türen,
- Ersatz von frostempfindlichem durch frostsicheres Material,
- Verhinderung des Zutritts von zusätzlichem Wasser in den Frostbereich,
- Einbau von Wärmedämmschichten (vor allem unter Kühlhäusern).

Die Umsetzung solcher Maßnahmen für den Bereich eines Kellereingangs zeigt Bild 2-9.

2.5.3 Bei Baugruben und Böschungen

Die Bildung von Eislin sen und -bändern verursacht bei Baugruben eine Ausdehnung des Frostbodens und damit eine Bewegung der Baugrubenwandflächen in Richtung der Baugrube (Bild 2-10). Handelt es sich um ausgesteifte Baugruben, verursacht diese Bodenausdehnung in Achsrichtung der Steifen eine zusätzliche Druckbelastung. Das kann u. U. ein Versagen der Steifen durch Knicken und damit einen möglichen Baugrubeneinsturz herbeiführen.

Bei Böschungen entsteht durch Bildung von Eislin sen bzw. Eisbändern eine „Schichtung“ parallel zur Geländeoberfläche. Taut das Eis (von der Bodenoberfläche aus), kann das Tauwasser nicht durch die restliche Frostzone versickern; der Boden wird breiig und kann auf der verbliebenen Frostzone abrutschen.

Zur Vermeidung von Frostschäden bei Baugruben und Böschungen gehört es z. B.,

- ausgesteifte Baugruben während der Frostperiode nicht offen stehen zu lassen,
- den Boden vor Eintritt des Frostes zu entwässern (gilt besonders für Böschungen).

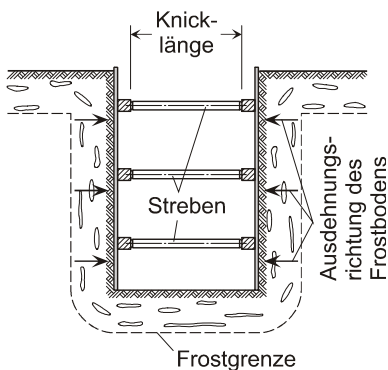


Bild 2-10 Frosteinwirkung bei mit einem verstrebt Verbau gestützten Baugrubenwänden

3 Baugrundverbesserung

3.1 Allgemeines und Regelwerke

3.1.1 Allgemeines

Erfüllen die Eigenschaften von anstehen-dem Boden nicht die Bedingungen, die sich aus der Forde- rung nach

- Standsicherheit, Schadensfreiheit und dauerhafter Funktionstüchtigkeit,
 - kostengünstiger Errichtung und wirtschaftlichem Betrieb
- eines Bauwerks ergeben, ist u. a. zu prüfen, ob sich eine Baugrundverbesserung als sinnvolle Maß- nahme anbietet. Mit den dabei einzusetzenden Verfahren lässt sich
- die Tragfähigkeit des Baugrunds verbessern und
 - die Durchlässigkeit des Baugrunds verringern.

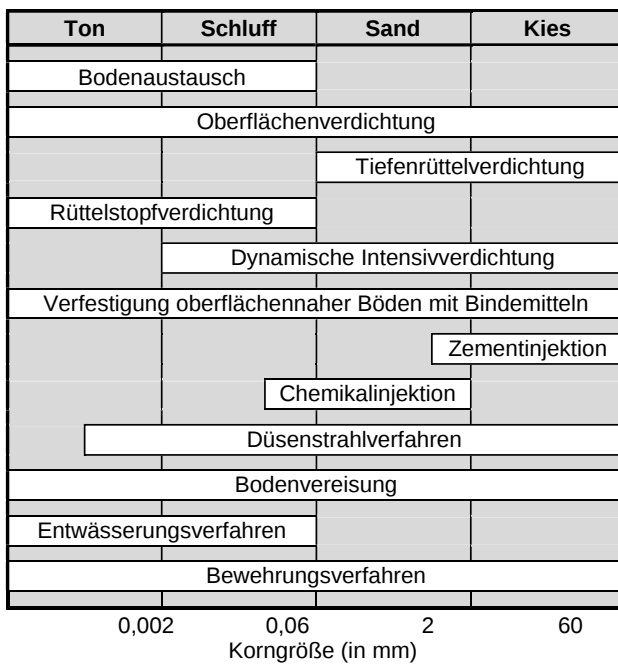


Bild 3-1 Einsatzmöglichkeiten von Methoden der Baugrundverbesserung in Abhängigkeit von der Bodenart (nach [283])

Als Methoden zur Baugrundverbesserung stehen u. a. zur Verfügung

- mechanische Verdichtung (Reduzierung des Porenraums),
- Bodenaustauschverfahren,
- Injektionsverfahren,
- Düsenstrahlverfahren,
- Tiefreichende Bodenstabilisierung,
- Verfestigung durch Entwässerung,
- elektrochemische Bodenverfestigung,

- thermische Verbesserung bindiger Böden,
- Bodenverfestigung und -verbesserung im Straßenbau.

Welches Verfahren jeweils zur Anwendung kommt, hängt vor allem von der zu verbessernden Bodenart ab (Bild 3-1). Darauf Einfluss haben aber auch Fragen wie etwa die nach der Nachbarbebauung, deren Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, die durch die auszuführenden Arbeiten nicht gefährdet werden dürfen (z. B. durch Entwässerungsmaßnahmen oder Erschütterungen aus dynamischen Verdichtungsarbeiten). Weitere Randbedingungen für die Findung des technisch und wirtschaftlich sinnvollsten Verfahrens sind z. B.

- die Abmessungen des zu verbessernden Baugrundbereichs (Fläche, Mächtigkeit, Volumen),
- die Nutzungsart des Baugrunds,
- Art, Größe und Ort von zu erwartenden Einwirkungen auf den Baugrund,
- zur Verfügung stehendes Gerät und Personal (insbesondere mit Kenntnissen hinsichtlich des zur Auswahl stehenden Verfahrens) sowie Material,
- Zugänglichkeit und Belastbarkeit (durch Verdichtungsgeräte) des zu verdichtenden Baugrundbereichs,
- Umweltschutzbedingungen (Grundwasser, Baugrund, Luft, Geräusche, Erschütterungen).

3.1.2 Regelwerke

Empfehlungen zu verschiedenen, den Baugrund verbessernde Maßnahmen sind zu finden in

- den Normen DIN 4093 [68], DIN 18321 [88], DIN EN 1997-1 [107], DIN EN 12715 [114], DIN EN 12716 [115], DIN EN 14679 [124], DIN EN 14679 Berichtigung 1 [125], DIN EN 14731 [126], DIN EN 15237 [127] und DIN SPEC 18187 [133],
- den EAU 2012 [142],
- den Merkblättern der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
 - für Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln [234],
 - für die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler [229],
 - für die Untersuchung von Bodenverdichtern (Standard-Gerätetest) [230],
 - für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau [231],
 - über flächenverdichtende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau [237],
 - über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund [238],
- den ZTV E-StB 09 [331] und den ZTV V-StB 81 [330].

3.2 Verdichtung von Böden

Die Bodenverdichtung dient vor allem der dauerhaften Gewährleistung der Gebrauchsfähigkeit und Tragfähigkeit (Schadensfreiheit) eines Bauwerks. So können z. B. zu erwartende Setzungen durch Vorwegnahme der Zusammendrückung bzw. der Verringerung des Porenanteils des Bodens auf ein zulässiges Maß reduziert werden. Die Verdichtung des Bodens führt außerdem zu einer Erhöhung des Steifemoduls E_s und des Winkels φ der inneren Reibung.

Grob- oder gemischtkörnige Böden dürfen keine zu hohe Kohäsion aufweisen, wenn sie durch Rüttlung verdichtet werden sollen; ihr Tonanteil sollte deshalb $< 5\%$ und ihr Schluffanteil $< 20\%$ der Körnungslinie sein. Solche Böden werden im Weiteren als „nichtbindige Böden“ bezeichnet.

Die Verdichtungsfähigkeit bindiger Böden (Böden mit höheren Feinkornanteilen als bei den angegebenen nichtbindigen Böden) wird vor allem beeinflusst von

- ihrem Wassergehalt und dem zugehörigen Sättigungsgrad,
- ihrer Plastizität,
- ihrer Kornzusammensetzung.

Grenzen der Verdichtbarkeit ergeben sich, neben wirtschaftlichen Aspekten, auch durch die Leistungsfähigkeit der verfügbaren Verdichtungsgeräte. Mit zunehmender Korngröße des zu verdichtenden Bodenmaterials sind nämlich entsprechend größer werdende Kräfte zu erzeugen, um die Reibung der Bodenkörner untereinander zeitweise aufzuheben und unter dem Einfluss der Schwerkraft ihre Umordnung in eine dichtere Lage herbeizuführen.

Bei der Auswahl von Maschinen für Oberflächenverdichtungen ist nach [179], Kap. 2.1 zu beachten, dass für

- grobkörnige Böden Vibrationswalzen und -platten mit Amplituden von bis zu 1,5 mm und Frequenzen von 30 bis 100 Hz eingesetzt werden sollten (bei kleineren Frequenzen kommt es zur Entmischung des zu verdichtenden Bodens),
- fein- und gemischtkörnige Böden der Einsatz stampfender Geräte (z. B. Vibrationsstampfer, Schafffuß- und Stampffußwalzen) mit großer Eigenlast, Amplituden von > 1,5 mm und Frequenzen von 8 bis 35 Hz zu empfehlen ist; statische Linienlasten von Walzen sollten > 30 kN/m sein und damit dreimal größer als bei nichtbindigen Böden.

3.2.1 Oberflächenverdichtung nichtbindiger Böden

Besonders im Verkehrsbau ist der Boden meistens nicht bis in große Tiefen zu verdichten, was auch die Verdichtungsanforderungen der ZTV E-StB 09, 4.3.2 zeigen (Tabelle 3-1).

Tabelle 3-1 Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil¹⁾ für den Verdichtungsgrad D_{Pr} bzw. an das 10 %-Höchstquantil²⁾ für den Luftporenanteil n_a für Böden gemäß DIN 18196 [83] (nach ZTVE-StB09, 4.3.2)

	Bereich	Bodengruppen	D_{Pr} in %	n_a in Vol.-%
1	Planum bis 1,0 m Tiefe bei Dämmen und bis 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	100	–
2	1,0 m unter Planum bis Dammsohle	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	98	–
3	Planum bis Dammsohle und bis 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GU*, GT*, SU*, ST* U, T, OU ³⁾ , OT ³⁾	97	12 ⁴⁾

Anmerkungen:

- 1) Die Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil für den Verdichtungsgrad D_{Pr} bedeuten z. B., dass höchstens 10 % aller im Prüflos ermittelten D_{Pr} -Werte die Größe $D_{Pr} = 98 \%$ unterschreiten dürfen bzw. dass mindestens 90 % aller im Prüflos ermittelten Verdichtungsgrade den Wert $D_{Pr} = 98 \%$ überschreiten müssen (siehe hierzu auch [37]).
- 2) Die Anforderungen an das 10 %-Höchstquantil für den Luftporenanteil n_a bedeuten z. B., dass höchstens 10 % aller im Prüflos ermittelten n_a -Werte die Größe $n_a = 12 \%$ überschreiten dürfen

bzw. dass mindestens 90 % aller im Prüflös ermittelten Luftporenanteile den Wert $n_a = 12$ % unterschreiten müssen.

- 3) Für Böden der Gruppen OU und OT gelten die Anforderungen nur dann, wenn ihre Eignung und ihre Einbaubedingungen gesondert untersucht und im Einvernehmen mit dem Auftraggeber festgelegt wurden.
- 4) Wenn die Böden nicht verfestigt oder qualifiziert verbessert werden (siehe hierzu ZTVE-StB09, Abschnitt 12), empfiehlt sich beim Einbau wasserempfindlicher gemischt- und feinkörniger Böden eine Anforderung an das 10%-Höchstquantil für den Luftporenanteil von $n_a = 8$ %, beim Einbau veränderlicher fester Gesteine eine Anforderung von $n_a = 6$ %. Diese Anforderungen sind in der Leistungsbeschreibung festzulegen.

Die Anforderungen von Tabelle 3-1 für grobkörnige Böden gelten auch für Korngemische aus gebrochenem Gestein mit jeweils entsprechender Kornzusammensetzung. Die Anforderungen der Tabelle gelten auch für Böden und Baustoffe mit ≤ 35 M.-% an Körnern $63 \text{ mm} < d < 200 \text{ mm}$.

In solchen Fällen ist es aus wirtschaftlichen und technischen Erwägungen ausreichend, den Baugrund von seiner Oberfläche aus zu verdichten (Oberflächenverdichtung) und dafür entsprechend geeignete Geräte einzusetzen.

Da solche Geräte (Beispiele in Bild 3-2) eine eher geringe Tiefenwirkung erzielen (nach [179], Kap. 2.2 ist z. B. die Wirkungstiefe leistungsfähiger Oberflächenrüttler auf etwa 80 cm begrenzt; bei statischer Verdichtung mit Walzen beträgt die Tiefenwirkung nach [179], Kap. 2.1 nur etwa 20 cm), sind sie aufgrund ihrer Wirkprinzipien geeignet zur

- lagenweisen Verdichtung eingebauter Schüttungen im Straßen- und Eisenbahnbau, bei Bauwerkshinterfüllungen, Leitungsgräben usw. (Verdichtungserfolg hängt auch vom Verformungsverhalten der Schüttungsunterlage ab; vgl. hierzu [231]),
- Verdichtung des durch Erdarbeiten und sonstige Baumaßnahmen in Höhe der Gründungssohle aufgelockerten Baugrunds.

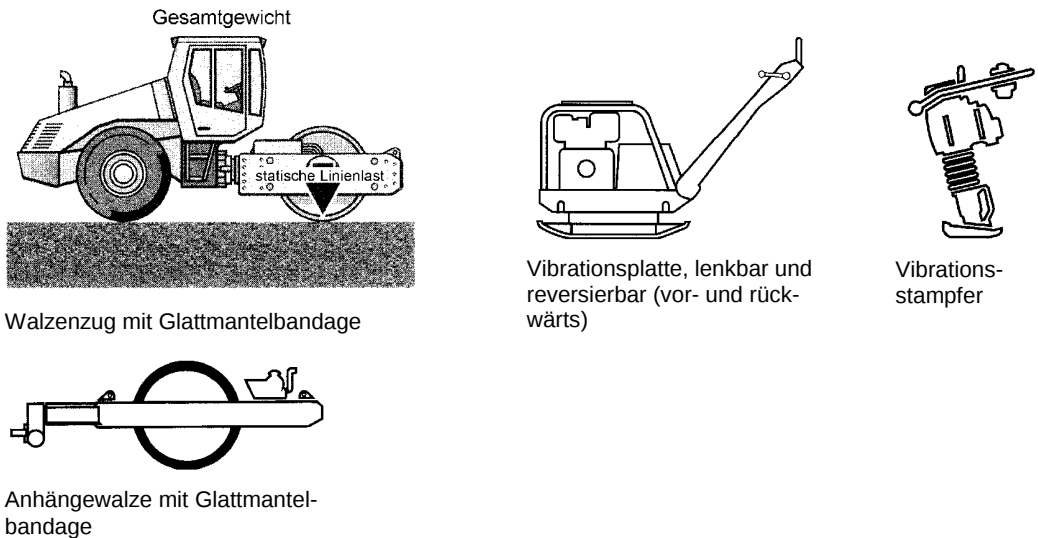


Bild 3-2 Geräte zur Oberflächenverdichtung nichtbindiger Böden (nach [231])

Zu dieser Gerätegruppe gehören z. B.

- Vibrations- bzw. Schnellschlagstampfer,
- Vibrationsplatten,
- handgeführte Walzen,
- Walzenzüge,
- Anhängewalzen (Einsatz nur noch in Sonderfällen, zunehmende Verdrängung durch Walzenzüge),

deren Verdichtungserfolge nicht nur beeinflusst werden durch die Eigenschaften des zu verdichtenden Bodens (Kornform, Kornrauigkeit, Korngrößenverteilung, Wassergehalt), sondern auch durch

- das für das jeweilige Verdichtungsgerät gewählte Wirkprinzip (statisch oder dynamisch), die Amplitude und Frequenz (bei dynamischer Verdichtung), sein Betriebsgewicht, die statische Liniennlast und seine Arbeitsgeschwindigkeit,
- die Anzahl der Übergänge,
- die Schütthöhe des Bodens.

Bezüglich der Auswahlkriterien von Verdichtungsgeräten siehe auch Seite 33.

3.2.2 Tiefenverdichtung nichtbindiger Böden mit dem Rütteldruckverfahren

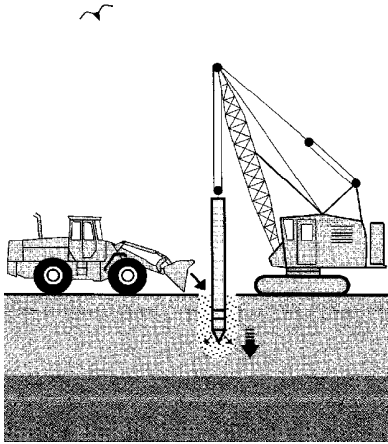
Tiefenverdichtungen sind zu empfehlen, wenn zulässige Sohlnormalspannungen erhöht, Setzungen verringert oder Reibungswinkel nichtbindiger Böden vergrößert werden sollen und wenn solche Forderungen Bodenschichten betreffen, die bis in größere Tiefen anstehen.

Zu den diesbezüglichen Verfahren gehört u. a. das von der Fa. *Keller Grundbau* [F 16] schon im Jahre 1933 zum Patent angemeldete und in der Folgezeit auch im Ausland weiterentwickelte „Rütteldruckverfahren“ (vgl. Beitrag von *Kirsch* in [148] und Bild 3-3). Es ist ein dynamisches Verfahren, bei dem ein mehrere Meter langer Tiefenrüttler (Außendurchmesser ca. 30 bis 40 cm) mit statischer Vorlast und Spülhilfe in den zu verdichtenden Boden versenkt wird. Durch Unwuchtwirkung um die vertikale Antriebsachse des Rüttlers wird der Boden in der Rüttlerumgebung in Schwingungen versetzt, eine Umordnung des Bodengefüges herbeigeführt und auf diesem Wege eine Erhöhung der Lagerungsdichte des Bodens bewirkt. Die mit der Verdichtung des Bodens einhergehende Reduzierung des von ihm eingenommenen Volumens ist durch Zugabe von geeignetem Bodenmaterial zu kompensieren. Am Ende des Verdichtungsvorgangs verbleibt ein säulenförmig verdichteter Bodenbereich, der bis in die größte Arbeitstiefe des Rüttlers reicht. Nach Abschluss der Tiefenverdichtungsarbeiten ist die Oberfläche zu ebnen und mit einem Oberflächenverdichter nachzuverdichten.

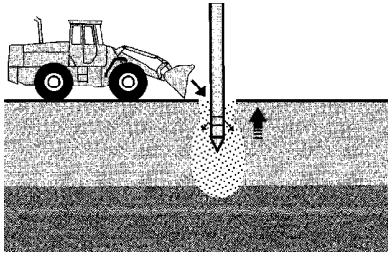
Da die einzelnen Verdichtungsvorgänge von Ansatzpunkten aus durchgeführt werden, die im Grundriss rasterförmig angeordnet sind (Rasterabstände etwa 1,5 bis 3 m, vgl. z. B. [229]), lassen sich verdichtete Erdkörper mit praktisch beliebiger horizontaler Ausdehnung herstellen. Dies gilt auch für Böden unter Wasser, die von schwimmenden Plattformen aus verdichtet werden können (siehe [211]).

Nach *Kirsch* [211] sind die technischen Anwendungsgrenzen des Rütteldruckverfahrens z. B. bei Sanden dann erreicht, wenn diese einen Schluffanteil von mehr als 15 % aufweisen. Die wirtschaftlichen Anwendungstiefen des Verfahrens liegen zwischen 2 und 25 m.

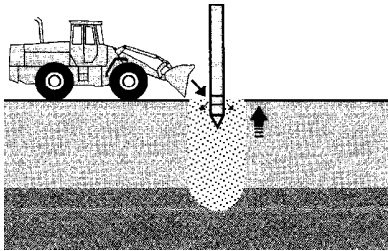
Die durch die Tiefenrüttlung bewirkte dynamische Lasteintragung gefährdet vorhandene Nachbarbebauung nicht, wenn diese einen Abstand von $> 10\text{ m}$ aufweist (vgl. [229]).



Absenkung des Rüttlers auf die gewünschte Verdichtungstiefe, unterstützt durch Vibration und Wasserspülung. Dabei kann bereits Füllmaterial zugegeben werden. In Absetztiefe werden die unteren Wasserspüldüsen abgeschaltet.



Das Wasser fließt aus den oberen Spüldüsen und unterstützt dadurch den Transport des Nachfüllmaterials zur Rüttelspitze.



Der Rüttler wird stufenweise gezogen und erzeugt dabei einen verdichteten Bodenkörper von 2 bis 4 m Durchmesser.

Bild 3-3 Arbeitsgänge beim Rütteldruckverfahren (aus Prospekt der Fa. *Franki Grundbau* [F 12])



Bild 3-4 Typischer Setzungstrichter bei einer Rütteldruckverdichtung in hydraulisch aufgespültem Grob- bis Feinsand (Bild von der Fa. *BAUER Spezialtiefbau* [F 3])

3.2.3 Oberflächenverdichtung bindiger Böden

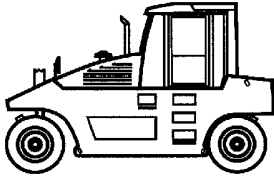
Sind bindige Böden nur bis in geringe Tiefen zu verdichten, kann die Verdichtung von der Bodenoberfläche aus erfolgen. Da die hierzu einsetzbaren Geräte eher geringe Tiefenwirkungen aufweisen, ist ihr Einsatz u. a. sinnvoll, wenn lagenweise eingebauter bindiger Boden zu verdichten ist (z. B. bei Basisabdichtungen von Deponien). Die Geräte (eine Auswahl zeigt Bild 3-5) wirken entweder statisch, wie z. B.

- Gummiradwalzen (kneten den Boden zusätzlich),
- vibrationslos arbeitende handgeführte Walzen und Anhängewalzen mit den Boden zusätzlich knetenden Stampffuß- oder Schaffußbandagen (Bild 3-6),
- vibrationslos arbeitende Walzenzüge mit Stampffuß- oder Schaffußbandagen, die den Boden zusätzlich kneten,
- schnellaufende Bodenverdichter (Kompaktoren) mit hohen Druck-, Schlag- und Knetkräften, oder sie weisen eine dynamische Wirkung auf, wie z. B. im Vibrationsbetrieb arbeitende
- handgeführte Walzen,
- Walzenzüge,
- Anhängewalzen (zunehmend durch Walzenzüge verdrängt),

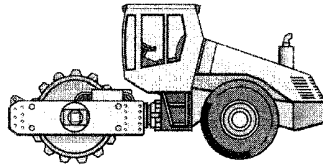
die, bei Ausrüstung mit Stampffußbandagen, eine zusätzliche Knet- und Stoßwirkung erzeugen, die zur Porenverringerng und zur Zerkleinerung von Bodenklumpen führt, und, bei Ausrüstung mit Schaffußwalzen, eine gute Verdrängungs- und Knetwirkung bewirken.

Die Verdichtungserfolge dieser Geräte hängen somit nicht nur ab von den Eigenschaften des zu verdichtenden Bodens (wie z. B. Wassergehalt, Konsistenzgrenzen), sondern auch von

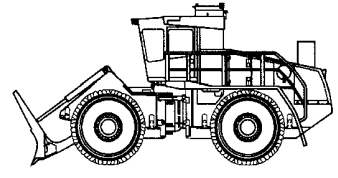
- dem für das jeweilige Verdichtungsgerät gewählten Wirkprinzip (statisch oder dynamisch), der Bandagenart, der Amplitude und Frequenz (bei dynamischer Verdichtung), seinem Betriebsgewicht, der statischen Linienlast und seiner Arbeitsgeschwindigkeit,
 - der Anzahl der Übergänge,
 - der Schütthöhe des Bodens und der Tragfähigkeit der Unterlage der Schüttung.
- Bezüglich weiterer Kriterien bei der Auswahl von Verdichtungsgeräten siehe auch Seite 33.



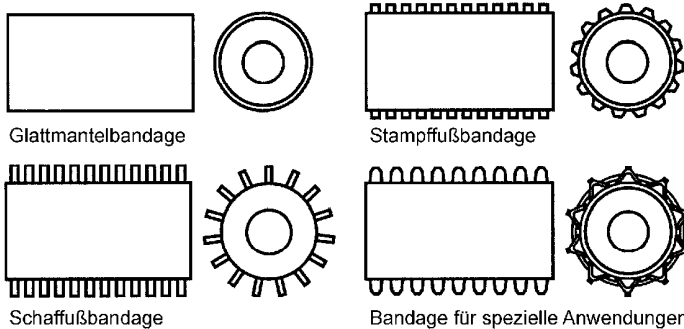
Gummiradwalze



Walzenzug mit Stampffußbandage



Schnelllaufender Bodenverdichter (Kompaktor)

Bild 3-5 Geräte zur Oberflächenverdichtung bindiger Böden (aus [231])**Bild 3-6** Bandagenarten (nach [231])

3.2.4 Verdichtung durch Vorbelastung

Als statische Methode dient die Vorbelastung zur Verdichtung wenig tragfähiger bindiger oder organischer Böden. Durch vorübergehend aufgebraachte Lasten (Überschüttungen) werden dabei zu erwartende Setzungen vorweggenommen bzw. die Gesamtsetzung auf „Restsetzungen“ reduziert, die sich nach der Wegnahme der Vorbelastung noch einstellen (Bild 3-7). Die Verdichtung geht einher mit der durch die Auflast bewirkten Auspressung von Porenwasser. Die Überlast sollte so lange aufrechterhalten werden, bis die zu verdichtenden Bodenschichten hinreichend konsolidiert sind.

Sinnvoll ist die Anwendung des Verfahrens vor allem bei großflächigen Bauwerken wie Straßen, Flugplätzen, Dämmen usw.; es empfiehlt sich besonders bei Böden, bei denen mit einem baldigen Erreichen des Konsolidationszustands zu rechnen ist. Zu seinen Nachteilen gehört insbesondere die meist erhebliche Liegezeit der Vorbelastung, die sich aber durch den Einsatz von Konsolidierungshilfen erheblich verkürzen lässt.

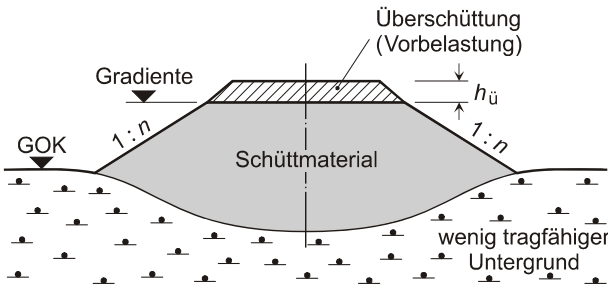


Bild 3-7 Vorbelastung eines Straßendamms zur Vorwegnahme der Setzungen aus Oberbau und Verkehrslasten (nach [238])

Das Verfahren kann somit sowohl

- ohne Konsolidierungshilfe als auch
- mit Konsolidierungshilfe (Dräns, Elektroosmose usw.)

angewendet werden. In der Regel werden als Konsolidierungshilfe Vertikaldräns eingebaut, die die Funktion von „Setzungsbeschleunigern“ übernehmen, da sie die Abflusswege für das ausgepresste Porenwasser in dem bindigen Material verkürzen und so die Entwässerung beschleunigen (Bild 3-8). Ihr Einsatz ist daher bei größeren Schichtmächtigkeiten bzw. in Fällen mit nur kurzen realisierbaren Vorbelastungszeiten sehr vorteilhaft. Von der Beschleunigung unberührt bleiben allerdings die Sekundärsetzungen, da diese nicht auf die Änderung des Porenwasserdrucks, sondern auf das Kriechen des Bodenmaterials zurückzuführen sind. Die Dicke der in Bild 3-8 dargestellten horizontalen Dränageschicht sollte nach [179], Kap. 2.2 nicht geringer sein als 0,3 bis 0,5 m.

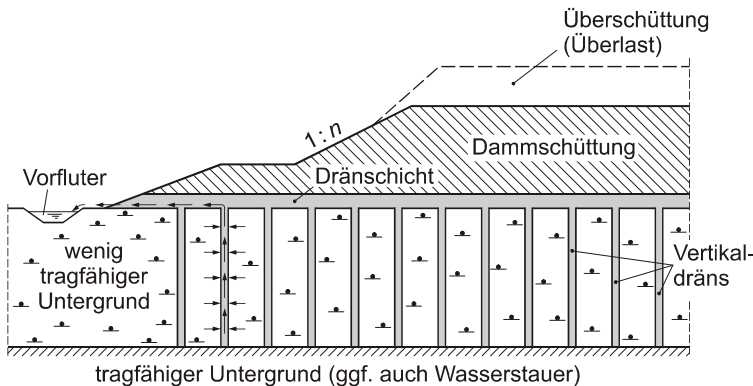


Bild 3-8 Setzungsbeschleunigung infolge der durch Vertikaldräns bewirkten Verkürzung der Abflusswege für das auszupressende Porenwasser (nach [238])

Wie stark sich z. B. der Einsatz von Sanddräns auf das Zeitsetzungsverhalten auswirken kann, ist Bild 3-9 zu entnehmen. Es zeigt Zeitsetzungslinien, wie sie sich ohne und mit eingesetzten Vertikaldräns beim Bau einer Kaianlage im Elbehafen Brunsbüttelkoog eingestellt haben (siehe [189]).

Vertikaldräns werden von verschiedenen Firmen hergestellt (vgl. Zusammenstellung in [177], Kap. 2.1). Neben dem ältesten Dräntyp, den schon erwähnten Sanddräns, werden u. a. auch Flachdräns aus Kunststoff, Dochtdräns aus Vliesstoff und Rohrdräns aus flexiblen Kunststoffrohren angeboten. Ihr Einbau (eingedrückt, eingerüttelt, eingespült) erfolgt in der Regel mit Hilfe von

mäklergeführten Speziallanzen (siehe auch die ausführlichen Ausführungen über Vertikaldräns in E 93 der EAU und in [238]). Zur Ausführung, Prüfung, Bauaufsicht und Überwachung von Projekten mit Vertikaldräns (inkl. Anforderungen an Bemessung, Dränmaterial und Einbauverfahren) siehe DIN EN 15237.

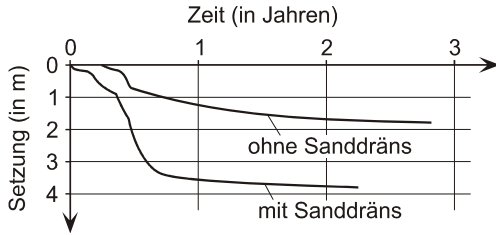


Bild 3-9 Zeitsetzungslinien mit und ohne Sanddräns bei einer Baumaßnahme im Elbehafen Brunsbüttelkoog (nach [189])

Der Effekt der „Setzungsbeschleunigung“ lässt sich auch durch die Überhöhung von Überschüttungen (Vergrößerung der Auflasten) erzielen. Dies führt darüber hinaus auch zur Reduzierung der sekundären Setzungen (vgl. [270] und [204]). Grundsätzlich zu beachten ist aber, dass die Verdichtung des Untergrunds dessen Durchströmbarkeit reduziert.

3.2.5 Vakuumkonsolidierung

Auch bei der Vakuumkonsolidierung handelt es sich um ein statisches Verfahren zur Verdichtung durch Vorbelastung. Allerdings wird bei diesem Verfahren die Vorbelastung nicht durch eine Überschüttung, sondern durch das Anlegen eines Vakuums erzeugt. Bild 3-10 zeigt das Funktionsprinzip.

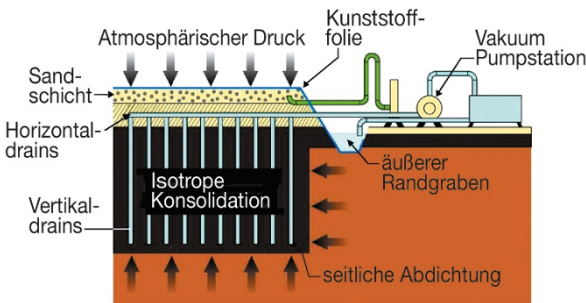


Bild 3-10 Funktionsprinzip der Vakuumkonsolidierung nach dem System Ménard (Bild von der Fa. BVT DYNIV [F 8])

Aus dem Bild geht hervor, dass der über die Drainageelemente zu erzeugende Unterdruck das Vorhandensein einer Abdichtung der Oberfläche (mittels einer meist 1 mm dicken Kunststofffolie) des zu verdichtenden Bodenbereichs gegen die Atmosphäre verlangt. Ggf. erforderliche seitliche Abdichtungen (vgl. Bild 3-10) werden im Regelfall in Form von äußeren Randgräben und in Sonderfällen in Form von eingefrästen Bentonitwänden mit eingestellter Dichtung ausgeführt.

Das angelegte Vakuum erzeugt gegenüber dem atmosphärischen Druck einen isotropen (allseitigen) Unterdruck im zu verdichtenden Bodenbereich, der bei $\approx 0,7$ bis $0,8$ bar (70 bis 80 kN/m^2 bzw.

70 bis 80 kPa) liegt und damit einer Auflast entspricht, wie sie durch eine $\approx 3,9$ bis 4,4 m dicke Schicht aus mitteldichtem Sand mit $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ erzeugt wird (eine solche Auflast würde allerdings den Druck in dieser Größe nicht allseitig, sondern nur in vertikaler Richtung erzeugen). Grundsätzlich lässt es das Verfahren zu, den Druck durch zusätzliche Auflasten weiter zu erhöhen.

Das Verfahren der Vakuumkonsolidierung wurde insbesondere für die Verbesserung von Böden mit weicher bis flüssiger Konsistenz und Durchlässigkeiten von $k < 10^{-7}$ bis $k < 10^{-10} \text{ m/s}$ entwickelt. Solche Böden weisen bei Maßnahmenbeginn hohe Wassergehalte w bzw. kleine Konsistenzzahlen I_C auf. In dieser Phase ist, selbst bei fetten Tönen, nur ein geringer Teil des Porenwassers durch elektrostatische Kräfte der Wassermoleküle an die Bodenteilchen gebunden. In der Regel kann davon ausgegangen werden, dass durch den Einsatz dieses Verfahrens eine steife Konsistenz der Böden erreicht wird.

Zu den Vorteilen der Vakuumkonsolidierung gegenüber der herkömmlichen Vorbelastung durch Überschüttung gehören

- eine beschleunigte Entwässerung (Unterdruckentwässerung) bzw. Konsolidation und damit auch eine Zeitersparnis,
- die Beschaffung von Schüttmaterial für die Auflast und für Böschungen entfällt (deutliche Kostenreduktion),
- während der Konsolidierungsphase besteht keine Gefahr von Böschungs- oder Grundbrüchen in dem zu verdichtenden Bodenbereich (zurückzuführen auf den isotropen Unterdruck und besonders wichtig bei weichen Böden),
- infolge des isotropen Unterdrucks herrscht über die gesamte Fläche die Vorbelastungsspannung in vollem Umfang und in alle Richtungen; somit kann mit dem Verfahren auch direkt neben bestehender Bausubstanz ohne Wirkungsverluste konsolidiert werden.

Beispiele für die Ausführung von Vakuumkonsolidierungsmaßnahmen sind z. B. in [19], [225], [275] und auch in [261] zu finden.

3.2.6 Verdichtung durch Grundwasserabsenkung

Dieses statische Verfahren basiert auf der Auftriebsbeseitigung und der damit verbundenen Erhöhung der effektiven Baugrundspannungen. Diese führen zu Setzungen sowie zu erhöhten Lagerungsdichten und vergrößerten Winkeln der inneren Reibung des Bodens.

Bei der Anwendung dieser Methode auf z. B. locker gelagerte Feinsande erfolgt die Wasserbewegung nur aufgrund der Schwerkraft. Die Absenkung wird üblicherweise mit Hilfe von Dränagen realisiert. In Sonderfällen kann das Wasser auch in tiefer liegende, wasserführende Schichten abgesenkt werden.

Bei feinkörnigen Böden und Durchlässigkeitsbeiwerten von $k \leq 10^{-4} \text{ m/s}$ (z. B. Schluff, Löss, Lehm, Ton) reicht zur Entwässerung die Schwerkraft allein nicht aus, da wesentliche Teile des Grundwassers durch Kapillarwirkung bzw. Adsorption (z. B. bei Böden mit hohem Tonanteil) gebunden sind. Deshalb muss die Absenkung bei k -Werten zwischen 10^{-4} und 10^{-7} m/s durch zusätzlichen Unterdruck (Vakuumabsenkung) und bei Werten von $k \leq 10^{-7} \text{ m/s}$ durch Elektroosmose bewirkt werden (siehe hierzu auch Abschnitt 3.2.5).

Bei jeder Verdichtungsmaßnahme ist zu prüfen, ob die Grundwasserabsenkung Schäden an benachbarten Gebäuden hervorrufen oder die Bodennutzung durch Austrocknung beeinträchtigen kann (z. B. Pflanzenwuchs in Parkanlagen).

3.2.7 Dynamische Intensivverdichtung

Die Dynamische Intensivverdichtung geht in der heutigen Form, die vor allem durch den französischen Ingenieur Louis Ménard entwickelt wurde, auf den Anfang der 1970er Jahre zurück. Sie dient zur Tiefenverdichtung nichtbindiger und bindiger Böden. Auch Aufschüttungen (z. B. Müll) und unter Wasser liegende Böden lassen sich damit verdichten (vgl. z. B. [156] und [305]). Bei Böden mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k < 10^{-7}$ m/s ist die Methode wegen geringer Wirksamkeit nicht mehr zu empfehlen.

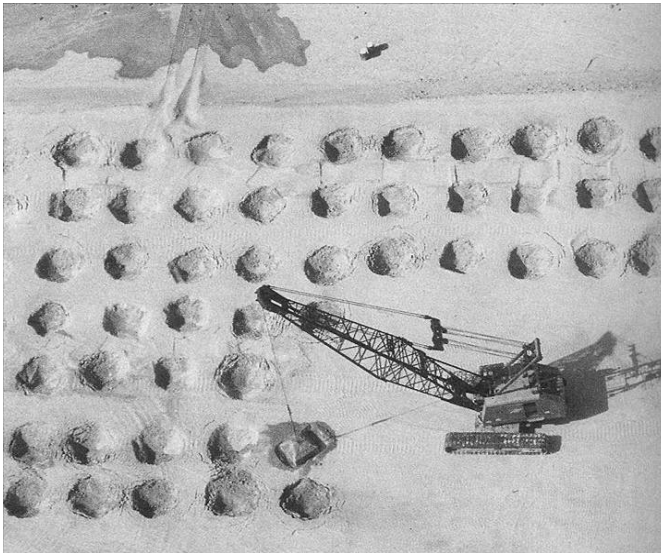


Bild 3-11 Dynamische Intensivverdichtung unter den Landebahnen des Dubai International Airport (aus Prospekt der Fa. *BAUER Spezialtiefbau* [F 3])

Die Verdichtung erfolgt durch Stoßwellen, die der Aufprall schwerer Fallplatten (Bild 3-11) auslöst. Die Platten werden aus großen Höhen (10 bis 40 m) wiederholt fallengelassen (bis zu fünfmal), ihre Masse liegt meistens bei 10 bis 40 t (größte bisher gewählte Masse betrug 200 t, vgl. [170]). Die Stoßwellen bewirken eine Bodenverdichtung, die auf der Erzeugung eines bleibenden Verspannungszustands mit begleitendem Porenwasserüberdruck (bei bindigen Böden) im Baugrund basiert. Die erzielbare Tiefenwirkung hängt ab vom anstehenden Bodenmaterial und der eingetragenen Schlagenergie (Angabe in $t \cdot m/\text{Schlag} = \text{Fallmasse} \times \text{Hubhöhe}/\text{Schlag}$). Zu üblichen Fallenergien von 400 bis 700 $t \cdot m$ gehören Einwirkungstiefen von ca. 9 bis 14 m; Einflusstiefen bis etwa 30 m sind bei Spezialmaßnahmen mit Schlagenergien von bis zu 4000 $t \cdot m$ erreichbar.

Nichtbindige Böden lagern sich schnell in dichteres Korngefüge um. In bindigen Böden bauen sich die Porenwasserüberdrücke durch Konsolidationsprozesse langsamer ab; bei der Lasteintragung sich bildende temporäre Risse wirken ähnlich wie Vertikaldränagen und beschleunigen den Abbau des Porenwasserüberdrucks.

Nach Angaben der Fa. *BVT DYNIV* [F 8] ist der Einsatz des Verfahrens sinnvoll bei zu verdichtenden Flächen ab ca. 3000 m² und Tiefen bis zu ca. 15 m. Abhängig vom Geräteeinsatz lassen sich pro Tag etwa 300 bis 800 m² verdichten, als Rasterabstände für die Aufprallstellen von meist mehreren (in der Regel 2) gegeneinander versetzten Ausführungsrastern sind Längen zwischen 4 und 15 m zu empfehlen.

Das Verfahren verlangt u. a. mehrere Verdichtungsübergänge; ihre erforderliche Anzahl nimmt mit dem Grad der Feinkörnigkeit des Bodens sowie größerer erforderlicher Tiefenwirkung zu. Zwischen den einzelnen Übergängen sind zum Abbau der Porenwasserüberdrücke Ruhezeiten einzuhalten.

Sollen Einsätze in der Nähe vorhandener Bausubstanz durchgeführt werden, ist vorher zu prüfen (ggf. durch Kontrollmessungen), ob die Auswirkungen der bei den Arbeiten ausgelösten Erschütterungen in tolerablen Grenzen liegen (übliches Beurteilungskriterium ist die Schwinggeschwindigkeit).

Zu den Weiterentwicklungen des Verfahrens gehört u. a. die Herstellung von Steinsäulen, mit denen Moorböden, weiche Tonböden usw. verbessert werden können. Die Säulen werden durch den weichen Boden bis zur tragfähigen Schicht gestampft, indem die Fallplatte wiederholt auf aufgeschüttetes grobkörniges Bodenmaterial fallengelassen wird; die so entstandenen Schlagtrichter werden in einem weiteren Arbeitsgang mit dem grobkörnigen Material aufgefüllt und das Füllmaterial durch weitere Schläge wiederum eingestampft. Der Vorgang ist bis zur Fertigstellung der Säulen zu wiederholen. Den Abschluss der Arbeiten bilden eine letztmalige Auffüllung und eine Schlussverdichtung (Bild 3-12).

Erwähnt sei auch noch das „Free Fall System“, das von der Fa. *Ménard* entwickelt wurde. Mit ihm lassen sich deutlich höhere Energieeinträge erzielen, da die Fallplatte nicht bis zum Aufprall an einem Seil geführt wird (Verminderung der Aufprallenergie), sondern in großer Höhe „ausgeklinkt“ werden und danach frei fallend aufschlagen kann (Erhöhung der Aufprallenergie gegenüber der Seilführung: bis zu 40 %). Beim „Free Fall System“ werden im Regelfall Fallplatten mit einer Masse von > 35 t und Hebegeräte mit Hubhöhen von > 40 m (Ausklinkhöhe: 20 bis 30 m) eingesetzt, mit denen Aufprallenergien von > 1000 t · m erreichbar sind. Gegenüber der Seilführung weist das „Free Fall System“ eine größere Sicherheit beim Geräteeinsatz auf.

Besonders gut eignet sich dieses Verfahren z. B. in Fällen großer geforderter Verdichtungstiefen oder beim Einsatz in aktiven Erdfallgebieten (siehe [33]). Bei letzterem geht es zum einen darum, mögliche Gewölbe in festen Schichten und ggf. vorhandene Hohlräume zum Einsturz zu bringen, und zum anderen um die Verdichtung und Konsolidierung ausgelaugter Bereiche (vgl. hierzu [195]).