



Bernhard Wietek

# Böschungen und Baugruben

Sicherung und Wirtschaftlichkeit

*4. Auflage*

 Springer Vieweg

---

# Böschungen und Baugruben

---

Bernhard Wietek

# Böschungen und Baugruben

Sicherung und Wirtschaftlichkeit

4. Auflage

 Springer Vieweg

Bernhard Wietek  
Ingenieurbüro WIETEK  
Sistrans, Österreich

ISBN 978-3-658-44910-0      ISBN 978-3-658-44911-7 (eBook)  
<https://doi.org/10.1007/978-3-658-44911-7>

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

© Der/die Herausgeber bzw. der/die Autor(en), exklusiv lizenziert an Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, ein Teil von Springer Nature 2011, 2017, 2020, 2024

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die nicht ausdrücklich vom Urheberrechtsgesetz zugelassen ist, bedarf der vorherigen Zustimmung des Verlags. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Bearbeitungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von allgemein beschreibenden Bezeichnungen, Marken, Unternehmensnamen etc. in diesem Werk bedeutet nicht, dass diese frei durch jedermann benutzt werden dürfen. Die Berechtigung zur Benutzung unterliegt, auch ohne gesonderten Hinweis hierzu, den Regeln des Markenrechts. Die Rechte des jeweiligen Zeicheninhabers sind zu beachten.

Der Verlag, die Autoren und die Herausgeber gehen davon aus, dass die Angaben und Informationen in diesem Werk zum Zeitpunkt der Veröffentlichung vollständig und korrekt sind. Weder der Verlag noch die Autoren oder die Herausgeber übernehmen, ausdrücklich oder implizit, Gewähr für den Inhalt des Werkes, etwaige Fehler oder Äußerungen. Der Verlag bleibt im Hinblick auf geografische Zuordnungen und Gebietsbezeichnungen in veröffentlichten Karten und Institutionsadressen neutral.

Planung/Lektorat: Sandy Lunau

Springer Vieweg ist ein Imprint der eingetragenen Gesellschaft Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH und ist ein Teil von Springer Nature.

Die Anschrift der Gesellschaft ist: Abraham-Lincoln-Str. 46, 65189 Wiesbaden, Germany

Wenn Sie dieses Produkt entsorgen, geben Sie das Papier bitte zum Recycling.

## Vorwort zur 4. Auflage

Seit der letzten (3.) Auflage sind nun schon weitere vier Jahre verstrichen. In dieser Zeit haben sich bezüglich der Anwendung von Böschungen und Baugruben neue Anregungen ergeben, die für den Leser von Nutzen sein können.

Zuallererst werden einige Grundbegriffe der Geotechnik wieder aufgezeigt, da es hier öfters zu Missverständnissen gekommen ist. Dem Leser soll nicht die Grundlage der Geotechnik wiedergegeben werden, sondern es soll anhand von einfachen Zusammenhängen der Blick für das Wesentliche geschärft werden, um so den Überblick bei einem Projekt zu behalten.

Zusätzlich wurde ein Kapitel zu Schachtbauwerken eingeführt, bei dem ähnliche Betrachtungen und Nachweise wie bei den Böschungen zugrunde gelegt werden.

Die gute und konstruktive Zusammenarbeit mit Baufirmen konnte es ermöglichen, all die Neuerungen und auch die zahlreichen Anwendungen im ausgewogenen Maß darzustellen. Für diese Zusammenarbeit und das dabei immer entgegengebrachte Vertrauen möchte ich mich bei allen beteiligten Firmen ausdrücklich bedanken.

Ich möchte mich beim Verlag und seinen Lektoren Herrn Frieder Kumm und neuerdings auch Frau Dr. Sandy Lunau und Frau Dr. Barbara Haider für die gewohnt rasche und problemlose Zusammenarbeit bedanken, ohne die das Buch nicht so rasch zum Leser gekommen wäre.

Sistrans bei Innsbruck, im April 2024

Bernhard Wietek

## Vorwort zur 3. Auflage

Nach nunmehr weiteren vier Jahren ist das vorliegende Buch bereits in einigen Punkten überholungsbedürftig und es sind auch neuere Betrachtungsweisen zu ergänzen.

Eine neue Art der Betrachtung ist die räumliche Betrachtung von Hangstützungen, die insbesondere bei Baugruben zum Einsatz kommt. Dort ist die Breite der Stützwand oft in gleicher Größenordnung zur Höhe der Stützung. Dies ist durch eine räumliche Betrachtungsweise extra zu bearbeiten, denn dadurch können auch Lastumlagerungen im Untergrund mit berücksichtigt werden. Es zeigt sich dabei, dass dies Betrachtungen bis zu einem Verhältnis Breite/Höhe von 2 einen großen Einfluss hat und somit bei jedem Fall in die Analyse mit einbezogen werden sollte.

Mit zahlreichen Beispielen in Bild und auch Berechnungstabellen zum nachrechnen können die Leser die einzelnen Verfahren selbst nachempfinden und haben so auch Vorlagen für eine praktische Anwendung.

Weiters wurde in dieser Auflage nun ein eigenes Kapitel über Anker eingeführt. Die unterschiedlichsten Ankerarten und auch Verwendungsformen haben dieses Kapitel notwendig gemacht. Es wird dabei auch wesentlich auf die Nutzungsdauer und auch auf die Kontrolle der Anker verwiesen. Dabei wird besonderen Wert auf Messmethoden zur Ankerprüfung besonders bei Daueranker eingegangen.

Nur die gute und konstruktive Zusammenarbeit mit Baufirmen und hier insbesondere der Spezialtiefbauunternehmen konnte es ermöglichen, all die Neuerungen und auch die zahlreichen Anwendungen im ausgewogenen Maß darzustellen. Für diese Zusammenarbeit und das dabei immer entgegenbrachte Vertrauen möchte ich mich ausdrücklich bedanken.

Weiters möchte ich mich beim Verlag und seinem Lektor Herrn Frieder Kumm für die gewohnt rasche und problemlose Zusammenarbeit bedanken, ohne die das Buch nicht so rasch zum Leser gekommen wäre.

## **Vorwort zur 2. Auflage**

Nach vier Jahren ist das vorliegende Buch bereits in einigen Punkten hinter der Praxis zurück und es ist an der Zeit die neueren Erkenntnisse nachzutragen.

Das Kapitel Verbundwirkung von Fasern war etwas schwer verständlich geschrieben, daher wurde es vollkommen neu überarbeitet. Damit ist die Tragwirkung der Fasern besser verständlich gemacht und für den Leser leichter nachvollziehbar.

Es wurden die zwischenzeitlich gemachten Erfahrungen aus der Praxis nun mit etlichen Bildern und auch mit Verweisen auf Filme bei youtube unterstützt in das Buch aufgenommen. Die unterschiedlichen Anwendungsfälle zeigen die große Variabilität bei der Bearbeitungsmöglichkeit von Faserbeton. Es wird auch in Zukunft auf diesem Gebiet eine stete Weiterentwicklung geben.

Nur die gute und konstruktive Zusammenarbeit mit Baufirmen und hier insbesondere der Spezialtiefbauunternehmen konnte es ermöglichen, all die Neuerungen und auch die zahlreichen Anwendungen im ausgewogenen Maß darzustellen. Für diese Zusammenarbeit und das dabei immer entgegenbrachte Vertrauen möchte ich mich ausdrücklich bedanken.

Weiters möchte ich mich beim Verlag und seinem Lektor Herrn Harms für die gewohnt rasche und problemlose Zusammenarbeit bedanken, ohne die das Buch nicht so rasch zum Leser gekommen wäre.

Sistrans bei Innsbruck, im Mai 2017

Bernhard Wietek

## Vorwort

Böschungen als geneigte Erdoberflächen kommen überall vor. Sie werden vom Menschen mehr oder weniger bearbeitet und so der Zustand verändert. Damit sollte man auch die Auswirkungen dieser Veränderungen betrachten und sich eine Gewissheit über die Sicherheit der Böschungen verschaffen. Erst mit dieser Kenntnis sollten Veränderungen durchgeführt werden um so auch deren Auswirkung auf den Menschen und die Umgebung abschätzen zu können.

Erdrutsche bei natürlich gewachsenen Hängen sind ein Problem, das immer schon die Bevölkerung fürchtet. Es scheint, dass man hier der Natur hilflos ausgeliefert ist und es eine Vorhersage kaum möglich ist. Dieses Buch soll versuchen mit technischem Wissen an das Problem heranzugehen und damit zu helfen die Gefahr ein wenig besser zu beherrschen und somit Schaden von der Bevölkerung abzuwenden.

Aus meiner eigenen Erfahrung werden entsprechend der praktischen Notwendigkeit zuerst die Böschungen behandelt, wobei hier zwischen Lockerböden und Fels unterschieden wird. Es werden dabei die üblichen Berechnungsnachweise aufgezeigt. Danach werden künstliche Böschungen für eine Hangsicherung oder auch Baugrube aufgezeigt. Hier werden die Unterschiede in den Berechnungen angegeben, wobei grundsätzlich von einfachen und nachvollziehbaren Berechnungsmethoden ausgegangen wird.

Ich möchte mich bei allen Bauherrn und Baufirmen für die gute Zusammenarbeit bedanken, die wir auf den unterschiedlichsten Baustellen über all die Jahre hatten und auch dass wir fast alle Probleme gemeinsam einer vernünftigen Lösung zuführen konnten. Wichtig dabei ist, dass alle Beteiligten wissen was geschieht und man sich gegenseitig das Vertrauen entgegenbringt, ohne das wir kein Bauwerk zur Zufriedenheit unserer Bauherrn erstellen können.

Weiters möchte ich mich beim Verlag und seinem Lektor Herrn Harms für die rasche und problemlose Zusammenarbeit bedanken ohne die das Buch nicht so rasch zum Leser gekommen wäre.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Geotechnische Grundlagen</b>	<b>7</b>
2.1	Erddruck . . . . .	8
2.1.1	Grundbegriffe . . . . .	8
2.1.2	Berechnung des Erddruckes . . . . .	11
2.1.2.1	aktiver Erddruck . . . . .	12
2.1.2.2	Erdruhedruck . . . . .	15
2.1.2.3	passiver Erddruck . . . . .	16
2.1.2.4	Erddruckumlagerungen . . . . .	17
2.2	Gleiten . . . . .	19
2.3	Kippen . . . . .	20
2.4	Geländebruch . . . . .	20
2.5	Grundbruch . . . . .	23
2.6	Zusammenwirken aller Nachweise . . . . .	25
<b>3</b>	<b>Böschungen</b>	<b>29</b>
3.1	Entstehung von Böschungen . . . . .	30
3.2	Lockermaterial . . . . .	36
3.2.1	Rollige Böden . . . . .	38
3.2.2	Böden mit bindigen Anteilen . . . . .	40
3.2.3	Geländebruch . . . . .	45
3.3	Fels . . . . .	52
3.3.1	Keine Kluftfüllung . . . . .	55
3.3.2	Rollige Kluftfüllung . . . . .	58
3.3.3	Bindige Kluftfüllung . . . . .	59

3.3.4	Lagekugeldarstellung . . . . .	61
3.4	Bauen im Permafrost . . . . .	73
3.4.1	Permafrost . . . . .	73
3.4.2	Wurmkogel - Ötztal . . . . .	77
<b>4</b>	<b>Sicherung von Geländesprüngen</b>	<b>85</b>
4.1	Randbedingungen . . . . .	86
4.1.1	Baugrunderkundung . . . . .	86
4.1.2	Grund- und Hangwasser . . . . .	86
4.1.3	Nachbarverbauung . . . . .	89
4.1.4	Baukräne . . . . .	93
4.1.5	Kurz- und Langzeitsicherungen . . . . .	96
4.1.5.1	Kurzzeitsicherungen - temporär . . . . .	96
4.1.5.2	Langzeitsicherungen - permanent . . . . .	96
4.2	Abdeckung und Vernetzung . . . . .	97
4.2.1	frei hängende Abdeckung . . . . .	97
4.2.2	Felsvernetzungen . . . . .	99
4.2.3	Felssturznetze . . . . .	109
4.3	Prallwand . . . . .	124
4.4	Stützmauer . . . . .	127
4.5	Steinschlichtung . . . . .	133
4.5.1	Rohe Steinschlichtung . . . . .	133
4.5.2	Vermörtelte Steinschlichtung . . . . .	135
4.6	Gabionen (Steinschlichtkörbe) . . . . .	139
4.7	Polsterwand . . . . .	140
4.8	Geozellen . . . . .	147
4.9	bewehrte Erde . . . . .	154
4.10	vorgesetzte Fertigteilwand . . . . .	155
4.11	Holzankerwand . . . . .	162
4.12	Krainerwand . . . . .	167
4.13	Vernagelter Spritzbeton . . . . .	171
4.13.1	prinzipielle Herstellung . . . . .	171
4.13.2	Berechnung . . . . .	173

4.13.3	Ausführung mit Baustahlmatten bewehrtem Spritzbeton	186
4.13.4	Ausführung mit Faserbeton . . . . .	188
4.13.4.1	Stahlfaserbeton . . . . .	188
4.13.4.2	Kunststofffaserbeton . . . . .	190
4.14	Vergleich verschiedener Sicherungen . . . . .	195
<b>5</b>	<b>Sicherung von räumlichen Geländesprüngen</b>	<b>205</b>
5.1	einfache theoretische Betrachtung . . . . .	205
5.2	räumliche Böschungssicherung . . . . .	208
5.2.1	Strassensicherung für Parkplatz . . . . .	209
5.2.2	Baugrubensicherung für ein Schidepot . . . . .	210
5.2.3	hohe Hangsicherung für ein Hotel . . . . .	212
5.3	Auswirkungen für die Praxis . . . . .	215
<b>6</b>	<b>Verbauungen</b>	<b>219</b>
6.1	Spundwand . . . . .	237
6.2	Trägerbohlwand . . . . .	243
6.3	Pfahlwand . . . . .	244
6.4	Schlitzwand . . . . .	247
6.4.1	Herstellung . . . . .	248
6.4.2	Offener Schlitz . . . . .	251
6.4.3	Vertikale Krafteintragung . . . . .	256
6.4.4	Horizontalkräfte und Momente . . . . .	257
6.4.5	Prüfung bei Schlitzwandelementen . . . . .	257
6.4.6	Anwendungsbeispiele . . . . .	258
6.5	Fräswand . . . . .	262
<b>7</b>	<b>Unterfangungen</b>	<b>267</b>
7.1	Herkömmliche Betonscheiben . . . . .	268
7.2	Vernagelter Spritzbeton . . . . .	269
7.3	Hochdruckbodenvermörtelung . . . . .	272
<b>8</b>	<b>Schachtbauwerke</b>	<b>289</b>
8.1	räumlicher Erddruck . . . . .	290

8.2	Ebene Seitenwände . . . . .	298
8.3	Gekrümmte Seitenwände . . . . .	306
<b>9</b>	<b>Anker und Bodennägel</b>	<b>311</b>
9.1	Einteilung . . . . .	311
9.1.1	Kleinanker bzw. Dübel . . . . .	312
9.1.2	Mittellastanker . . . . .	312
9.1.3	Boden- und Felsnägel . . . . .	313
9.1.4	Schwerlastlastanker . . . . .	315
9.2	Bodennägel . . . . .	316
9.2.1	Vollstabnagel . . . . .	316
9.2.2	Hohlstabnagel . . . . .	319
9.2.3	GFK-Anker . . . . .	323
9.3	Anker . . . . .	325
9.3.1	Stabanker . . . . .	326
9.3.2	Litzenanker . . . . .	329
9.4	Kleinpfehl - GEWI-Pfehl . . . . .	331
9.5	Dauerhaftigkeit von Ankern . . . . .	333
9.6	Überwachung von Anker . . . . .	335
9.6.1	Überwachung der Tragkraft . . . . .	335
9.6.1.1	Eignungsprüfung . . . . .	336
9.6.1.2	Abnahmeprüfung . . . . .	338
9.6.1.3	Abhebeprüfung . . . . .	339
9.6.1.4	Kraftmessdosen . . . . .	340
9.6.2	Überwachung der Korrosion . . . . .	342
9.6.2.1	Allgemeines . . . . .	343
9.6.2.2	Elektrochemie . . . . .	344
9.6.2.3	Korrosionsarten . . . . .	345
9.6.2.4	Potentialmessung mit Elektroden . . . . .	352
9.6.2.5	Polarisationsmessung mit Elektroden . . . . .	358
9.6.3	bei doppelt korrosions-geschützten Ankern . . . . .	361
9.6.4	bei einfach korrosions-geschützten Ankern . . . . .	363

Inhaltsverzeichnis	XIII
9.7 Verlängerung der Gebrauchsdauer von Anker . . . . .	366
9.7.1 allgemeines über KKS . . . . .	367
9.7.2 KKS bei doppelt korrosionsgeschützten Ankern . . . . .	370
9.7.3 KKS bei einfach korrosionsgeschützten Ankern . . . . .	371
<b>Anhang</b>	<b>373</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>375</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>391</b>
<b>Index</b>	<b>395</b>



# 1 Einleitung

Der Einstieg in die Geotechnik - das Fachgebiet das sich mit technischen Untergrundfragen und -lösungen beschäftigt - ist nicht ganz einfach. So sollte man zuerst Einführungsliteratur [50] lesen, um fachliche Begriffe kennen- und zuordnen zu lernen. Danach kann man Theorie und praktische Beispiele [32], sowie [33] leichter verarbeiten. Der Stand der Technik wird einem mit [34], [35] sowie [36] vermittelt. Auf dem Gebiet des Felsbaues wird hingegen [26] und [53] empfohlen.

Es ist eine eigene Welt diese Geotechnik. Gespickt mit Fremdwörtern, die nur Fachleute verstehen (oder auch nicht) und mathematischen Formeln [21], bei denen bereits der Anblick dem Betrachter die Haare zu Berge treibt, sowie Lobbyismus, der seinesgleichen sucht. Manchmal ist man geneigt Vergleiche heranzuziehen um besser zu verstehen wie die Zusammenhänge in der Geotechnik ablaufen.

*Man stelle sich ein Fahrzeug vor, dessen vier Räder nicht rund sondern sechseckig sind. darauf einen Rahmen aus massiven Stahlträgern, die alle Stöße und Erschütterungen übertragen. Das Fahrerhaus aus Carbon mit Schalensitze und Vierpunktgurte sowie einen Motor aus der Formel 1 mit ca. 800 PS. Nun ab ins Rennen der Technik. Sie sagen das ist doch absurd, nun ja in der Geotechnik nicht - hier die Fakten:*

Bei einer Baustelle soll eine Baugrubensicherung gerechnet werden. Im Vorfeld schätzt ein Tiefbauingenieur die Bodenkennwerte:

Reibungswinkel  $\pm 5 \text{ Grad}$

Kohäsion  $\pm 5 \text{ kN/m}^2$

$$E_{\text{modul}} \pm 20 \text{ MN/m}^2$$

Eine Bodenuntersuchung im Labor wird aus Kostengründen nicht durchgeführt, der Ingenieur hat ja so viel Erfahrung, dass er die Bodenkennwerte gut abschätzen kann. Es wird ein mittlerer Boden angenommen, obwohl in der Natur drei Bodenschichten vorhanden sind. Die Ungenauigkeit der Bodenkennwerte erzeugen bei einer Erddruckberechnung bereits einen Unterschied von ca. 25-50 Prozent in den Zahlenwerten! Dies sind die sechseckigen Räder mit dem Stahlrahmen! Mit diesen Bodenkennwerten werden nun die Berechnungen mit teuren EDV-Programmen (möglichst Finite Elemente mit nichtlinearem Stoffgesetzen) - der 800 PS Motor - durchgeführt. Bei der Sicherheit gibt es nur die ausgeklügeltesten Teilsicherheitsberechnungen - Fahrerhaus aus Carbon mit Schalensitz und Vierpunktsicherung - die immer wieder verbessert werden. Dies sind praxisbezogene Fakten, keine Phantasie aus irgend einem Hollywoodfilm!

In meiner nun bereits über vierzigjährigen Berufserfahrung schätze ich den Prozentsatz der Baustellen bei denen der Weg wie beschrieben gegangen wurde, mit über 90 Prozent ein. Nicht nur kleine Firmen und Ingenieurbüros sondern auch Weltfirmen und Universitätsinstitute arbeiten nach diesem Schema. Das muss geändert werden!

Wenn man schon mit geschätzten Bodenkennwerten rechnet, so sind einfache Rechenverfahren vollkommen ausreichend und auch bezüglich der Sicherheit ist ein globaler Faktor je nach Berechnung für das Projekt vertretbar. Man ist sich dabei der Unsicherheit entsprechend der ersten Annahmen immer bewusst und möchte dies auch verbessern.

Um meines Erachtens mit den 800 PS Motoren zu fahren, müssen die Bodenkennwerte wesentlich besser abgeschätzt bzw. auch wirtschaftlich messbar gemacht werden. Dies ist eine Forderung an unsere Forschung, denn hier ist ein Nachholbedarf, der unbedingt angegangen werden muss. Auch wir in der Praxis stehenden Ingenieure und Geotechniker wollen mit Rennreifen fahren, um die 800 PS besser auszunutzen und diese Kraft auch auf die Straße zu bringen.

Im vorliegenden Buch wird zuerst von den bestehenden Möglichkeiten (geschätzte Bodenkennwerte) ausgehend die sinnvolle Betrachtung von Böschungen und Baugruben aufgezeigt. Dabei werden relativ einfache und nachvollziehbare Verfahren vorgestellt, deren Genauigkeit in den meisten Fällen auch ausreichend ist. Die Betrachtung der Sicherheit wird dabei von globalen Sicherheitsfaktoren geprägt und nicht von den unübersichtlichen Verwendungen der Teilsicherheitsfaktoren, die oft dazu führen, dass man nicht mehr erkennen kann, welche Teilsicherheit schon verwendet wurde und welche noch anzuwenden ist.

Aus den aufgezeigten Tatsachen ergibt sich aber für die Baustelle ein Problem, über das sehr oft gestritten wird. Es ist die Einschätzung des Baugrundrisikos für den Bauherrn. Das Baugrundrisiko ist nach DIN 4020 definiert:

*Ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das bei Inanspruchnahme des Baugrundes zu unvorhersehbaren Wirkungen bzw. Erschwernissen, z.B. Bau-schäden oder Bauverzögerungen, führen kann, obwohl derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist, und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüfungs- und Hinweispflicht nachgekommen ist.*

Es wird also in der Praxis aus Kostengründen der Baugrund nur minimal untersucht und die Bodenkennwerte werden lediglich abgeschätzt. Nun stellt sich im Zuge des Baufortschrittes heraus, dass die Bodenkennwerte zumindest teilweise nachgebessert werden müssen, da einzelne Bodenschichten nicht erkannt bzw. nicht genau genug eingeschätzt wurden. Es muss also die geotechnische Berechnung mit den verbesserten Bodenkennwerten erneut rechtzeitig noch vor Eintreten eines Schadens durchgeführt werden. Daraus ergeben sich Mehraufwendungen beim Bau, die vorher von allen Beteiligten nicht erkennbar waren. Da nun dieser Mehraufwand auch entstanden wäre, hätte man die richtigen Bodenkennwerte von vorn herein gewusst, sind diese Mehraufwendungen eigentlich den sogenannten Sowieso-Aufwendungen eines Projektes zuzuordnen und liegen im Verantwortungsbereich des Bauherrn. Der Gesamtaufwand ist vom Bauherrn zu



tragen, ob in einem ersten Zwischenschritt nun eine zu geringe Dimensionierung vorgelegen hat oder nicht. Hauptsache ist, dass die Nachbesserung vor einem Schadenseintritt erkannt wurde und kein Schaden entstanden ist.

Wird die Situation zu spät erkannt und es entstehen Schäden, so ist der planende Ingenieur und die ausführende Baufirma meist nicht der notwendigen Prüf- und Warnpflicht nachgekommen. Es entstand dadurch ein Systemfehler, der von diesen zu verantworten ist. Daher ist es auf der Baustelle unbedingt wichtig, beim kleinsten Anlass, der eine notwendige Berichtigung der Bodeneigenschaften erkennen lässt, den Bauherrn zu verständigen und eine Nachbesserung der Bodeneigenschaften in Planung und Ausführung zu fordern.

Diese Darstellung soll dem in der Praxis stehenden Ingenieuren eine Hilfe sein, um sich gegen unsachgemäße Darstellungen des Baugrundrisikos argumentativ zu behaupten. Ergänzend kann nur auf die zahlreiche Literatur bezüglich des Baugrundrisikos verwiesen werden ([10], [4], [13]).

### **Und die Moral von der Geschicht: gegen die Natur geht es nicht!**

So sollte jede geotechnische Bearbeitung bei jeglichen Projekten lauten:

*Arbeite stets nach bestem Wissen und Gewissen und vermeide unbekannte Risiken, denn diese könnten sehr unangenehme und teure Folgen haben. Als Bauteilnehmer verlange dass das Team vom Bau transparent und verantwortungsvoll arbeitet. Die Natur hat eine so große Bandbreite an Variationen, sodass man täglich über Jahre etwas Neues erfährt und nie ausgelernt hat.*



Abbildung 1.1: mögen solche Baugrubensituationen vermieden werden



Abbildung 1.2: mangelnde geotechnische Bearbeitung führen zu Hangrutschungen



## 2 Geotechnische Grundlagen

Werden Geländesprünge neu angelegt, müssen diese auf ihre geotechnische Tragfähigkeit überprüft werden. Dies betrifft Geländesprünge mit und ohne Verbau. Somit gilt dies auch für offene Böschungen die in ihrer Neigung oder Höhe verändert werden.

Von geotechnischer Seite sind folgende Nachweise bei jedem Geländebruch zu erbringen:

- Erddruck
- Gleiten
- Kippen
- Geländebruch
- Grundbruch

Es werden bei der Risikobewertung von den einzelnen Geländesprüngen häufig lediglich die Nachweise erbracht, die von Seiten des Geotechnikers als relevant erscheinen. Es werden daher oft einzelne Nachweise übersprungen, was auch durchaus nachteilige Folgen haben kann. Daher wird empfohlen, bei jedem Nachweis auch alle erforderlichen Berechnungen durchzuführen.

Im Folgenden wird nur ein kurzer Überblick über die einzelnen Nachweise gegeben, im Detail wird hier auf die Spezialliteratur verwiesen.

## 2.1 Erddruck

Ein Geländesprung muss meist durch ein Stützbauwerk gesichert werden. Der Druck, der sich dabei zwischen dem Erdreich und dem Stützbauwerk einstellt, wird Erddruck genannt. Die Größe dieses Druckes ist nun von folgenden Variablen abhängig:

- Geometrie des Geländesprunges
- bodenmechanische Kennwerte
- Lasteinwirkungen auf den Geländesprung
- Art des Stützbauwerkes
- Bewegungsmöglichkeit des Stützbauwerkes

Es ist auf Grund dieser Vielzahl von Einflüssen schwierig, den richtigen Erddruck zu berechnen. Durch eine Systematisierung der einzelnen geomechanischen Einflüsse (Geometrie, Bodeneigenschaften, Versagensart) ist es gelungen, die Berechnung des Erddruckes einigermaßen in den Griff zu bekommen. Im vorliegenden Buch soll nicht auf die Vielzahl der bestehenden Theorien und Berechnungsmöglichkeiten im Detail eingegangen werden, sondern dem in der Praxis stehenden Ingenieur ein Hilfsmittel gegeben werden, die vorkommenden Situationen zu berechnen. Dazu wird eine Auswahl der bestehenden Möglichkeiten für die Berechnung getroffen, die für die Praxis in den meisten Fällen ausreicht.

Es zeigt sich jedoch gerade in der Praxis, welche unterschiedlichen Auffassungen bezüglich des Erddruckes bestehen. Die Meinung des Verfassers in solchen Fällen ist, möglichst mit einfachen und klaren Berechnungen die Grenzwerte abzuschätzen, bevor mit allzu umfangreichen Methoden die Theorie überstrapaziert wird. Man sollte sich darüber im Klaren sein, dass die verwendeten Bodenkennwerte nur eine grobe Näherung an den tatsächlichen Boden sind und nicht mit exakten Zahlenwerten dargestellt werden.

### 2.1.1 Grundbegriffe

Geht man von einem Geländesprung aus – im einfachsten Fall mit lotrechter Wand und horizontalem Gelände – so stellt sich zwischen Boden und Wand ein

Erddruck ein. Dieser Erddruck ist nun abhängig von der Bewegung der Wand gegenüber dem Erdreich. In Abbildung 4.26 ist die schematische Veränderung des Erddruckes mit der Wandbewegung aufgetragen.

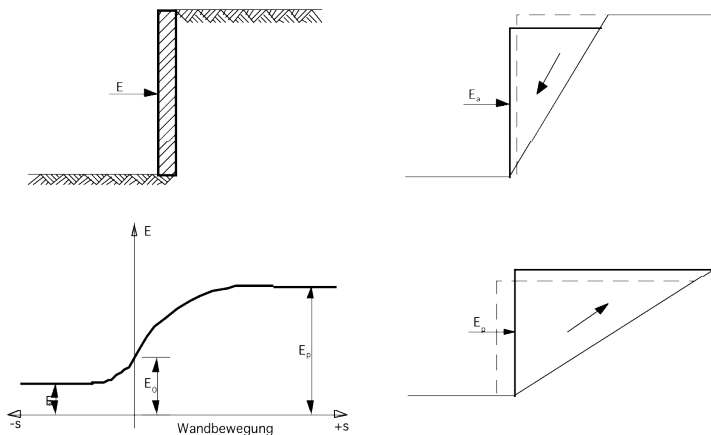


Abbildung 2.1: Veränderung des Erddruckes infolge Wandbewegung

Es zeigt sich, dass der Erddruck im nicht bewegten Zustand der Wand einen bestimmten Wert einnimmt. Dieser Zustand wird Erdruhedruck genannt. Wird nun die Wand von diesem Zustand etwas vom Erdreich weg bewegt, so verringert sich der Erddruck je nach Bewegungsgröße erheblich, bis er ein Minimum erreicht. Dieser Zustand wird als aktiver Erddruck bezeichnet. Er stellt den geringst möglichen Erddruck bei dem gegebenen Geländesprung dar. Falls jedoch die Wand in das Erdreich gedrückt wird, so muss eine zunehmend größere Kraft aufgewendet werden, bis das Erdreich die Kraft nicht mehr aufnehmen kann und das Erdreich nach hinten entweicht. Die sich dabei einstellende Kraft wird als passiver Erddruck bezeichnet. Dieser ist das Maximum des möglichen Erddruckes.

Die somit definierten Erddrücke stellen Extremwerte dar. In der Praxis sind jedoch sämtliche Zwischenwerte möglich. So ist es unbedingt notwendig, bereits in der Planungsphase die kinematische Situation der Geländestützung sorgfältig zu untersuchen. Es lassen sich dabei insgesamt vier Bereiche unterscheiden, die

von der Größe der Bewegung der Stützwand abhängen.

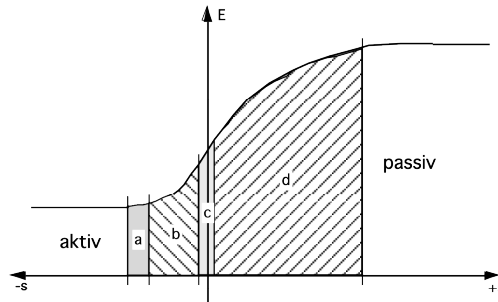


Abbildung 2.2: Erddruckbereiche abhängig von der Stützwandbewegung

Die einzelnen Erddruckbereiche werden bei den nachfolgend aufgezeigten Situationen angewendet. Dabei wird auch die anteilmäßige Berücksichtigung der berechenbaren Erddrücke aufgezeigt.

Bereich a:

aktiver Erddruck; Stützmauern im freien Gelände

$$E = E_a \text{ bis } 1,2 E_a$$

Bereich b:

erhöhter aktiver Erddruck; verankerte oder abgestützte Stützwände, Grabenverbau, Unterfangungen

$$E = (0,75E_a + 0,25E_o) \text{ bis } (0,25 E_a + 0,75E_o)$$

Bereich c:

Erdruhedruck; Stützwände bei Nachbarverbauung und Verkehrseinfluss, bei der keine Verformung auftreten darf

$$E = 0,8 E_o \text{ bis } 1,2 E_o$$

Bereich d:

passiver Erddruck; Wände, die Kräfte in das Erdreich einleiten

$$E \leq 0,9 E_p$$

## 2.1.2 Berechnung des Erddruckes

Der Erddruck auf eine Wand kann nun für drei Fälle berechnet werden. Diese sind, wie bereits beschrieben, der aktive Erddruck und der passive Erddruck als Grenzfälle sowie der Erdruhedruck, bei dem keine Bewegung im Erdreich vorkommt. Für eine Berechnung der beiden Extremfälle können verschiedene Arten der Gleitfläche angenommen werden. Hier werden nur ebene Gleitflächen angenommen, weil dabei in den meisten Fällen durchaus eine ausreichende Genauigkeit des Erddruckes errechnet wird.

Die geometrische Situation bei ebener Gleitfläche nach Coulomb ist in der Abbildung 4.28 aufgezeigt. Die angegebenen Winkeldefinitionen sind allgemein, sie gelten demnach sowohl für den aktiven als auch den passiven Fall.

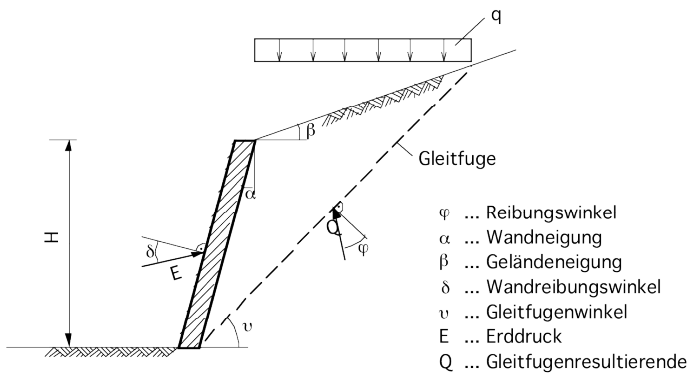


Abbildung 2.3: Definition der Erddruckermittlung nach Coulomb

Außer den geometrischen Werten und den Bodenkenndaten ist zusätzlich eine Aussage über den Wandreibungswinkel zu geben. Dieser Wandreibungswinkel ist einerseits von der Bodenreibung und andererseits von der Rauigkeit der Stützwand abhängig. Die nachfolgende Zusammenstellung gibt Auskunft, wie der Wandreibungswinkel für die Praxis zu wählen ist.

$$\delta = 0 \quad \text{glatte geschmierte Wand (Bitumenfolien etc.)}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 1/3\varphi && \text{glatte geschalte Wand} \\ \delta &= 2/3\varphi && \text{rauhe geschalte Wand} \\ \delta &= \varphi && \text{ins Erdreich injizierte Körper}\end{aligned}$$

Die Größe des Erddruckes ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen eines zu bewegendem Erdkörpers (dreieckigen Erdkeiles). Von allen Gleitlinien, die auftreten können, werden die ungünstigsten mit dem größten (aktiver Fall) bzw. kleinsten Erddruck (passiver Fall) verwendet. Daraus ergeben sich die Winkel der Gleitflächen aus einer Maximalwertbedingung.

Unter der Annahme einer ebenen Gleitfläche nach Coulomb verteilt sich der Erddruck linear mit zunehmender Tiefe. Diese Erddruckverteilung ist nur in begrenzten Fällen anwendbar, bildet jedoch die Grundlage für jede andere Erddruckverteilung.

### 2.1.2.1 aktiver Erddruck

Geht man vom einfachsten Fall aus, der einen vertikalen Geländesprung mit horizontalem Gelände beinhaltet und in dem keine Wandreibung vorkommt, so ergeben sich für einen rolligen Boden folgende relativ einfachen Zusammenhänge:

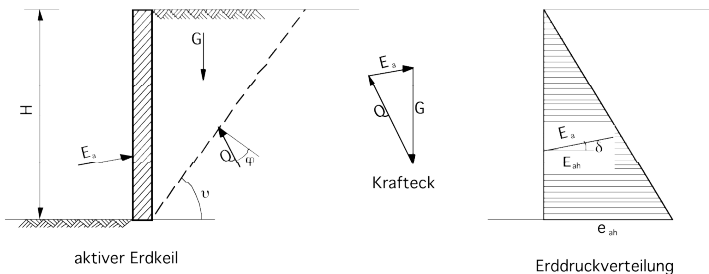


Abbildung 2.4: Kräfteverlauf beim aktiven Erddruck

Der Gleitfugenwinkel, der den maximalen Erddruck entstehen lässt, ist in diesem einfachen Fall:

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (2.1)$$



Mit diesem Gleitflächenwinkel lässt sich der aktive Erddruck durch folgende Gleichung berechnen:

$$E_a = G * \tan(\theta_a - \varphi) = G * \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.2)$$

und somit, wenn man für G einsetzt:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.3)$$

Aus dieser Gleichung lässt sich der Zusammenhang für die Erddruckordinate der Erddruckbelastung ableiten. Da nach Coulomb der aktive Erddruck konstant mit zunehmender Tiefe ansteigt, ist die Erddruckbelastung eine Dreiecksbelastung mit der Erddruckordinate:

$$e_a = \gamma * h * \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.4)$$

Zerlegt man diese Formel, so ergibt der erste Teil die vertikale Bodenspannung in der Tiefe h, den zweiten Teil nennt man Erddruckbeiwert. Man kann also auch schreiben:

$$e_a = p * K_a \quad \text{und} \quad p = \gamma * h \quad \text{und} \quad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.5)$$

Dieser einfache Zusammenhang für den Erddruckbeiwert ergibt sich nur unter den oben genannten Vereinfachungen. Da diese in der Praxis nur sehr selten vorliegen, wird hier auch der allgemeine Fall für den Erddruckbeiwert angegeben. Dabei werden die Winkeldefinitionen wie bei Abbildung 2.3 berücksichtigt.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) * \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2} * \frac{1}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2.6)$$

Für die horizontale Komponente  $E_{ah}$  des aktiven Erddruckes ergibt sich aus vorstehender Formel:

$$E_{ah} = E_a * \cos(\delta - \alpha) = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_{ah} \quad (2.7)$$

mit:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) * \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.8)$$

Mit  $E_{ah}$  als Ausgangswert errechnen sich  $E_a$  und  $E_{av}$  zu:

$$E_a = \frac{E_{ah}}{\cos(\delta - \alpha)} \quad \text{und} \quad E_{av} = E_{ah} + \tan(\delta - \alpha) \quad (2.9)$$

Bei wechselnden Bodenschichten kann der Erddruck nicht als geschlossene Lösung angegeben werden. Daher behilft man sich in diesem Fall für die Ermittlung der Belastungsflächen mit den Erddruckordinaten ( $e_{ah}$ ). Dabei kann diese wie bereits angegeben mit Hilfe der vertikalen Bodenspannung und des Erddruckbeiwertes ausgerechnet werden.

$$e_{ah} = p * K_{ah} \quad [kNm^2] \quad (2.10)$$

Dabei ist  $p$  die vertikale Bodenspannung an der Mauerrückseite. Diese Bodenspannung setzt sich aus den jeweiligen Schichtdicken  $h$  mit entsprechendem Raumgewicht und der Oberflächenbelastung  $q$  zusammen.

$$p = \Sigma(\gamma * h) + q \quad [kNm^2] \quad (2.11)$$

Es ist darauf zu achten, dass in der Höhe eines Schichtwechsels entweder ein Knick oder ein Sprung in der Erddruckverteilung entsteht. Ändert sich das Raumgewicht des Untergrundes, entsteht ein Sprung. Wenn der Erddruckbeiwert sich ändert – z.B. aufgrund einer Änderung des Reibungswinkel - entsteht ein Knick in der Erddruckverteilung.

Falls im Untergrund bindige Schichten auftreten, erhöht sich die Scherfestigkeit infolge der vorhandenen Kohäsion der einzelnen Bodenschichten. Die Kohäsion darf natürlich nur dort berücksichtigt werden, wo ein Austrocknen oder eine Frostbeeinflussung nicht vorkommt. Die scheinbare Kohäsion eines Sandbodens darf ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

Der Einfluss der Kohäsion ist unabhängig von der Bodentiefe. Die Verringerung der Erddruckordinaten erfolgt gleichmäßig über die Höhe der bindigen Bodenschicht. Die Erddruckordinate ( $e_{ah}$ ) errechnet sich bei bindigen Böden folgendermaßen:

$$e_{ah} = p * K_{ah} - C_a \quad (2.12)$$

mit:

$$C_a = 2 * c * \cos \delta_a * \sqrt{K_{ah}} \quad (2.13)$$

Sollten im Bereich der bindigen Schichten negative Erddruckordinaten rechnerisch ermittelt werden, so dürfen diese nicht in Rechnung gestellt werden, da der Boden keine Zugkräfte auf die Stützmauer übertragen kann. Die entsprechenden Werte werden in einer Berechnung dann mit Null gleichgesetzt.

### 2.1.2.2 Erdruhedruck

Bei unverschieblichen Stützwänden entsteht Erdruhedruck. Dieser wird ebenfalls wie der aktive Erddruck mittels eines Beiwertes, dem Ruhedruckbeiwert  $K_0$ , ermittelt.

$$E_0 = [\Sigma(\gamma * h) + q] * K_0 \quad (2.14)$$

Eine eventuell vorkommende Kohäsion in der entsprechenden Bodenschicht hat keinen Einfluss. Sie braucht also nicht berücksichtigt zu werden. Der Ruhedruckbeiwert ergibt sich bei ebenem Gelände zu:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (2.15)$$

Für den Sonderfall einer geneigten Geländeoberfläche gibt Franke den Ruhedruckbeiwert mit folgender Formel an:

$$K_0 = \frac{\sigma_x}{\gamma z} = 1 - \sin \varphi + (\cos \varphi + \sin \varphi - 1) * \frac{\beta}{\varphi} \quad (2.16)$$

wobei  $\beta$  der Böschungswinkel der Geländeoberfläche ist.

### 2.1.2.3 passiver Erddruck

Ähnlich wie beim aktiven Erddruck kann auch beim passiven Erddruck unter Vereinfachung der geometrischen Situation der Rechengang nachvollzogen werden.

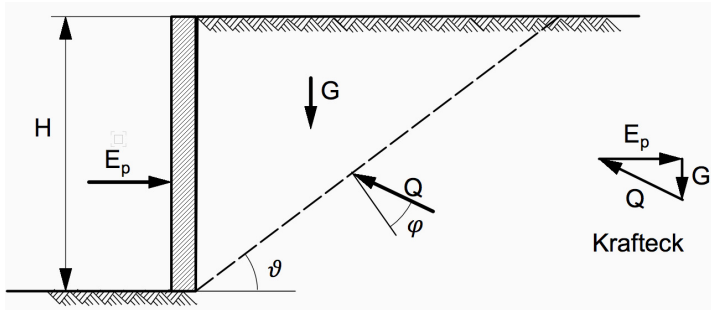


Abbildung 2.5: Kräfteverlauf beim passiven Erddruck

Der Gleitwinkel mit dem geringsten Erddruck ergibt sich als:

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad (2.17)$$

und somit wird:

$$K_p = \tan^2 \left[ 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right] \quad (2.18)$$

Im allgemeinen Fall, also wenn  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  und  $\delta$  einen Wert einnehmen, ist der Erdwiderstandsbeiwert:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} * \frac{1}{\cos(\delta - \beta)} \quad (2.19)$$

Für die horizontale Komponente  $E_{ph}$  des passiven Erddruckes ergibt sich aus vorstehender Formel:

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.20)$$

Für den allgemeinen Fall des passiven Erddruckes kann die Erddruckordinate mit folgender Formel errechnet werden:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_{ah} \quad \text{und} \quad e_{ph} = \gamma * h + K_{ph} \quad (2.21)$$

sowie:

$$E_p = \frac{E_{ph}}{\cos(\delta - \alpha)} \quad \text{und} \quad E_{pv} = E_{ph} * \tan(\delta - \alpha) \quad (2.22)$$

Bindige Schichten im Untergrund erhöhen den Erdwiderstand im Boden. Folglich muss der passive Erddruck bei bindigen Schichten um den Kohäsionseinfluss erhöht werden. Die Erddruckordinate für den passiven Erddruck errechnet sich beim bindigen Boden zu:

$$e_{ph} = p * K_{ph} + C_p \quad (2.23)$$

mit:

$$C_p = 2 * c * \cos\delta_p * \sqrt{K_{ph}} \quad (2.24)$$

#### 2.1.2.4 Erddruckumlagerungen

Bei abgesteiften oder verankerten Wänden kommt es zu einer Umlagerung des Erddruckes. Insbesondere die Form des Erddruckes wird durch die Art und Anzahl der Absteifungspunkte sehr stark beeinflusst. Geht man von den folgenden Voraussetzungen aus, können die Erddruckverteilungen recht gut angegeben

werden:

- waagrechte Geländeoberfläche;
- mindestens steifer bindiger oder mitteldichter rolliger Untergrund;
- die Stützung ist wenig nachgiebig;
- der Aushub eilt max. 50 cm einer Abstützungslage voraus.

Bei dieser Art von Wänden wird meist mit einem erhöhten aktiven Erddruck gerechnet. Die Absteifungen verändern das Lastbild des Erddruckes, sodass je nach Anordnung der Absteifungen ein anderes neues Lastbild entsteht. Nachfolgend sind die Lastbilder für einfache, zweifache und mehrfache Absteifung angegeben.

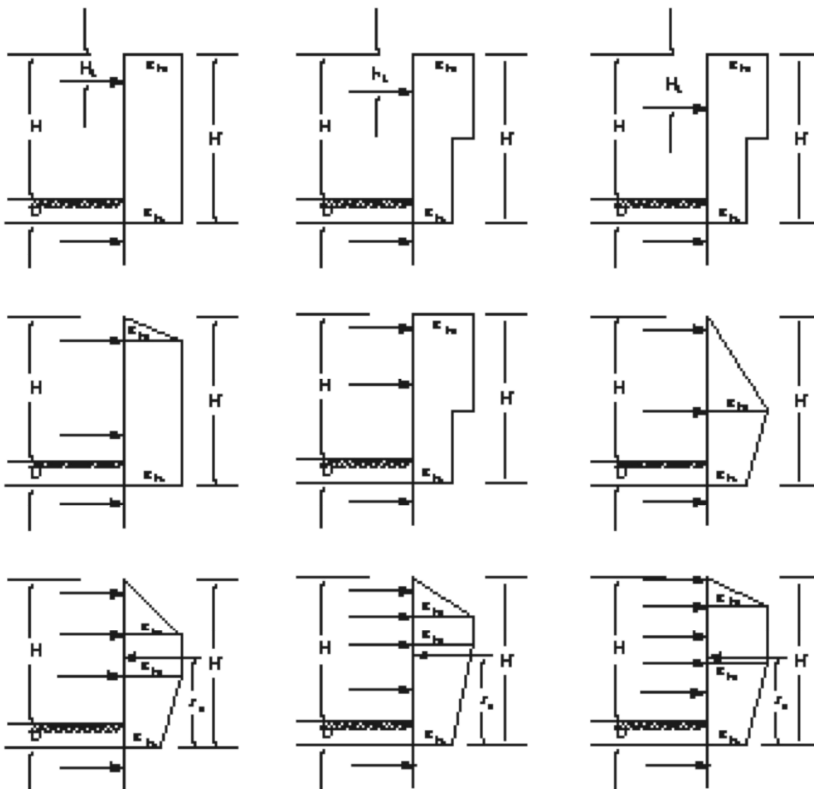


Abbildung 2.6: Lastbilder für abgesteifte Stützwände