

1 Allgemeiner Teil

1.1 Allgemeine Berechnungsgrundlagen

1.1.1 Numerisches Modell

Der erste Schritt, ein geotechnisches System in einem numerischen Berechnungsmodell abzubilden, besteht in der Entscheidung, welche grundsätzlichen Phänomene in der Berechnung erfasst werden sollen, sowie in der Wahl des zugehörigen geometrischen Modells inklusive dessen Anfangs- und Randbedingungen. Im Sinne einer übersichtlichen, nachvollziehbaren und eindeutig interpretierbaren Berechnung muss zunächst untersucht werden, ob geometrische Vereinfachungen der i. A. räumlichen Aufgabenstellung möglich sind. Vor allem in Hinblick auf den Aufwand der Datenaufbereitung und der Datenkontrolle sowie auf die Übersichtlichkeit der Ein- und Ausgaben sollte angestrebt werden, nur die wesentlichen Einflüsse im Berechnungsmodell abzubilden. Insbesondere ist das System auf Symmetrien und auf ausgeprägte Hauptbeanspruchungsrichtungen zu untersuchen. In vielen Fällen ist es sinnvoller, trotz vorhandener großer Rechnerkapazitäten angesichts anderer Unwägbarkeiten, die eine komplexe Diskretisierung nach sich ziehen, ein übersichtliches ebenes oder rotationssymmetrisches Berechnungsmodell zu wählen.

Bei ebenen Modellen wird davon ausgegangen, dass die Formänderungen senkrecht zur Ebene klein und ihre Auswirkungen auf die Spannungsverteilung vernachlässigbar sind (ebener Verformungszustand). Der Einfluss räumlicher Wirkungen muss bei solchen Berechnungen ggf. abgeschätzt werden. Für die Untersuchung von achsensymmetrischen Problemen – wie z. B. bei Schächten – kann oft die Rotationssymmetrie ausgenutzt werden, sofern das Baugrundmodell, die Strukturelemente und der Anfangszustand ebenfalls rotationssymmetrisch sind.

1.1.2 Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen

Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente (FEM) für eine geotechnische Aufgabenstellung setzt voraus, dass ein Berechnungsausschnitt des geotechnischen Systems festgelegt wird. An den Grenzen dieses Ausschnittes muss die Wirkung der abgeschnittenen Außenbereiche durch Kraft- oder Verschiebungsrandbedingungen erfasst werden. In der Regel werden Komponenten der Verschiebungen an den freigeschnittenen Außenrändern des Berechnungsausschnittes zu Null angenommen. In Sonderfällen, wenn der Berechnungsausschnitt zum Beispiel ein Detail eines

größeren zu untersuchenden Berechnungsmodells ist, können an seinen Rändern auch die Verschiebungen eingepreßt werden, die sich bei einer Berechnung dieser größeren Struktur ergeben haben.

Die Größe des Berechnungsausschnittes muss so gewählt werden, dass die Berechnungsergebnisse dadurch nicht signifikant beeinflusst werden. Bild 1.1. zeigt eine zweckmäßige Formulierung der Randbedingungen für die Berechnung eines Tunnels.

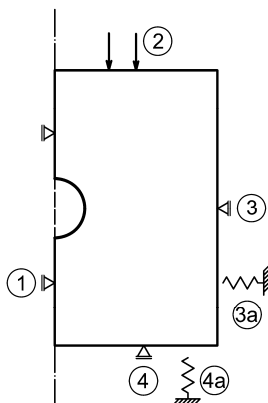


Bild 1.1. Berechnungsausschnitt eines Tunnels mit Randbedingungen

- (1) Symmetrieachse: keine horizontalen Verschiebungen, vertikale Verschiebungen frei,
- (2) oberer Rand: Lasten aus Bauwerken, Verkehrslasten, Auflasten aus Gebirge (z. B. bei tiefliegenden Tunneln),
- (3) seitlicher Rand: keine horizontalen Verschiebungen (in Sonderfällen auch andere feste Werte), vertikale Verschiebungen frei,
- (3a) evtl. auch Federelemente, um die Wirkung angrenzender, nicht im Modell erfasster Bereiche näherungsweise zu berücksichtigen,
- (4) unterer Rand: keine vertikalen Verschiebungen, horizontale Verschiebungen frei,
- (4a) wie (3a).

Die Randbedingungen am oberen Rand des Kontinuums und auf der Symmetrieachse lassen sich üblicherweise eindeutig angeben. Schwieriger

ist dagegen die Formulierung der Randbedingungen an den anderen Begrenzungen des Berechnungsausschnittes. Mit zunehmender Größe des Berechnungsausschnittes nimmt der Einfluss von Änderungen der Verschiebungen oder Kräfte an den seitlichen Begrenzungen des Berechnungsausschnittes auf das rechnerische Tragverhalten des Bauwerkes ab. Von besonderer Bedeutung ist die Größe des Berechnungsausschnittes dann, wenn Lasten keine Gleichgewichtsgruppen darstellen, sondern Auflagerreaktionen an den Rändern des Berechnungsausschnittes hervorrufen. Dies ist z. B. in vertikaler Richtung, also für den unteren Rand, bei der Diskretisierung für eine tunnelbautechnische Aufgabenstellung oder für eine Baugrube der Fall.

Aufgrund des komplexen nichtlinearen Zusammenspiels von Einwirkungen, Struktur und gewählter Ausschnittsgröße können die gewählten Randbedingungen einen großen Einfluss auf die Rechenergebnisse haben.

Wenn keine Erfahrungen bei der Festlegung der Randbedingungen und vor allem der Größe des Berechnungsausschnittes vorliegen, sollten in ausreichendem Umfang Vorberechnungen mit nennenswert unterschiedlich großen Berechnungsausschnitten und ggf. auch mit veränderten Randbedingungen durchgeführt werden. Unterscheiden sich die Ergebnisse an allen maßgeblichen Stellen nur geringfügig, so kann der Berechnungsausschnitt als hinreichend groß angesehen werden. In Einzelfällen kann sich die Größe des Berechnungsausschnittes auch aus dem Baugrundaufbau ergeben, z. B. wenn stark verformbare Bodenschichten von anderen, die sehr steif sind, unterlagert werden.

Bei der Wahl immer tiefer reichender Berechnungsausschnitte muss jedoch beachtet werden, dass die Steifigkeit des Bodens in der Regel mit der Tiefe deutlich zunimmt. Wird dies bei der Wahl der Stoffgesetze und der Materialparameter nicht berücksichtigt, können sich unrealistisch große Verschiebungen ergeben (z. B. Hebungen einer Tunnelsohle oder Setzungen von Gründungen).

1.1.3 Diskretisierung

Die Untersuchung eines Kontinuums mit der FEM stellt immer eine Näherung dar. Die Ergebnisse stimmen bei gleichen Stoffansätzen und Materialparametern mit der exakten Lösung umso besser überein, je feiner die Diskretisierung (Netzeinteilung) und/oder je höherwertiger die Ansatzfunktionen für die Verschiebungen oder Spannungen in den Elementen sind.

Wie groß die einzelnen Elemente sein dürfen, um noch ausreichend zutreffende Ergebnisse zu erhalten, hängt wesentlich von der Art der verwendete

ten Elemente und der gewählten Ansatzfunktionen ab. Tendenziell darf die Größe der Elemente ansteigen, wenn höherwertige Ansatzfunktionen verwendet werden und/oder wenn das Element sich in Bereichen befindet, wo nur kleine Spannungs- und Formänderungsgradienten zu erwarten sind. Mit zunehmenden Gradienten ist die Diskretisierung lokal entsprechend zu verfeinern. Höhere Spannungsgradienten sind z. B.

- in der Nähe von Krafteinleitungen,
- an Orten kinematischen Zwangs (Singularitäten, z. B. an den Ecken von Fundamenten),
- an Stellen mit großen Steifigkeitsänderungen, z. B. Übergang Baugrund/Bauwerk, und
- in der Nähe von Ausbruchrändern

zu erwarten.

Spannungsspitzen (z. B. in den Ecken von Ausbruchrändern) lassen sich auch bei feiner Netzgeometrie nur näherungsweise erfassen und sind ohnehin durch die Festigkeit des Materials begrenzt.

Es ist zu beachten, dass bei Berechnungen bis an die Versagensgrenze die Ausbildung von Bruchlinien (Scherbändern) durch die Elementgeometrie beeinflusst werden kann.

Als Ansatzfunktionen reichen üblicherweise quadratische Polynome aus. Um mit den jeweils gewählten Elementen optimale Ergebnisse zu erzielen, sollten die Elemente möglichst gedrungen sein. Bei Viereckelementen sollten die Seitenverhältnisse nicht größer als 5 und die Eckwinkel nicht kleiner als 45° sein. Bei Dreieckselementen sollte das Verhältnis der Radien des äußeren umschriebenen und des inneren einbeschriebenen Kreises nicht größer als 5 sein. Das Ergebnis automatisch erstellter Netze ist vor allem bei räumlichen 3-D-Netzen kritisch zu bewerten und ggf. lokal nachzubessern.

Die Diskretisierung bestimmter Konstruktionselemente, wie z. B. Anker oder Hohlräumeauskleidungen, kann in vielen Fällen durch Verwendung spezieller Balken- oder Stabelemente oder Membranelemente vereinfacht werden.

Besondere Aufmerksamkeit muss der Simulation des Kontaktes zwischen Baugrund und Bauwerk gewidmet werden. Je nach baulicher Ausbildung dieser Kontaktfläche müssen z. B. dann besondere Kontaktelemente vorgesehen werden, wenn die Möglichkeit eines tangentialen Gleitens oder eines nur begrenzt kraftschlüssigen Verbunds besteht. Für die rechnerische Erfassung von Diskontinuitäten im Baugrund, wie z. B. Störungen, sind spezielle Kluftelemente mit entsprechenden Materialgesetzen erforderlich.

Wenn in einer FE-Berechnung in Teilschritten der Bauablauf, also z. B. der Aushub einer Baugrube oder der Ausbruch eines Tunnels, simuliert werden soll, ist dieses bereits bei der Diskretisierung zu berücksichtigen. Die Grenzen der einzelnen Bauphasen sind dann bereits zu Beginn der Berechnung als Netzlinien festzulegen.

Ob die Diskretisierung für eine gegebene Problemstellung ausreichend fein ist, hängt sowohl von der zu untersuchenden Struktur (Geometrie, Grenzen unterschiedlichen Stoffverhaltens etc.), dem verwendeten Stoffmodell als auch von den Einwirkungen ab. Die Wahl eines Elementnetzes muss unter Einbeziehung dieser Faktoren erfolgen und setzt Erfahrungen mit den jeweils eingesetzten Elementtypen voraus.

Für den Entwurf von Netzen ist der Einsatz eines Netzgenerierungsprogramms zweckmäßig. Mit der Komplexität der zu berechnenden Struktur steigt allerdings auch hierbei der Aufwand für die Dateneingabe und erfordert oft nachträgliche Eingriffe in die generierte Struktur. In allen Fällen sollte die Möglichkeit gegeben sein, Netze mithilfe von grafischen Ausgaben einer intensiven Prüfung zu unterziehen. Optimal ist der Einsatz einer interaktiven grafischen Netzgenerierung.

1.1.4 Anfangszustand

Als Anfangszustand oder Primärzustand wird der vor Beginn einer Baumaßnahme im Baugrund herrschende Zustand bezeichnet. Vor allem der Anfangsspannungszustand ist hier von Bedeutung. Je nach verwendetem Stoffgesetz kann zum Beispiel auch die Anfangsporenzahl eine Rolle spielen.

Da sich aus dem Anfangszustand bei einer geotechnischen Aufgabenstellung oft die wesentlichen Einwirkungsgrößen ergeben, ist er in vielen Fällen von entscheidender Bedeutung für den Entwurf und die Berechnung von Erd- und Felsbauwerken. Er muss daher möglichst zutreffend erfasst werden.

Der Anfangszustand ist abhängig von der Wichte und den mechanischen Eigenschaften des Baugrundes. Weitere Einflüsse können sein:

- geologisch bedingte Scherzonen im Lockergestein, Trennflächen im Fels, Topografie (z. B. Verlauf der Geländeoberfläche),
- Belastungsgeschichte des Baugrundes (z. B. geologische Vorlast, Konsolidation),
- tektonische Verhältnisse (z. B. Horizontalschub in der Umgebung von Faltengebirgen),
- Grundwasserstände und Sickerströmungen,
- zusätzliche äußere Lasten (z. B. aus bestehenden Bauwerken).

Aufgrund der Vielzahl von möglichen Einflüssen ist es häufig schwierig, den Anfangsspannungszustand vor Beginn einer Baumaßnahme mit ausreichender Genauigkeit vorauszusagen. Wenn vom Anfangszustand ein erheblicher Einfluss auf die zu berechnende Konstruktion zu erwarten ist, müssen Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen durchgeführt werden, um Unsicherheiten in der Prognose abzudecken.

In einfachen Fällen können die Anfangsspannungen eines Elementes aus dem Überlagerungsgewicht im Elementschwerpunkt und einem Seitendruckbeiwert K_0 ermittelt werden. Sind zusätzliche Spannungen aus geologischer Vorlast oder Tektonik relevant, so sind diese zu berücksichtigen. Der Anfangsspannungszustand sollte bei schwierigeren Verhältnissen (z. B. stark geneigtem Gelände oder geneigtem Verlauf der Baugrundsichtung) in einem ersten Schritt der eigentlichen FE-Berechnung ermittelt werden. Geologische Vorlasten oder tektonische Einwirkungen lassen sich hierbei ggf. durch Einprägen von Knotenverschiebungen erfassen. Zu Beginn der eigentlichen FE-Berechnung müssen nach einer Vorberechnung zur Ermittlung von Anfangsspannungen sämtliche Knotenverschiebungen wieder zu Null gesetzt werden.

Eine wichtige zu berücksichtigende bodenmechanische Kenngröße ist der Überkonsolidationsgrad eines Bodens. Dieser hat direkte Konsequenzen für die initialen Materialparameter des gewählten konstitutiven Modells. Er bestimmt z. B. die Lage der aktiven Fließgrenze und der Grenzbedingung, d. h. somit auch die Größe und Position des Wiederbelastungsbereiches im Spannungsraum.

1.1.5 Simulation von Bauzuständen

Nach Ermittlung des Anfangsspannungszustandes wird der Bauvorgang üblicherweise in einer Reihe weiterer Schritte simuliert. Da die Berechnungen nichtlinearer Natur sind, ist die korrekte Erfassung der geplanten Bauphasen im numerischen Modell Voraussetzung für realistische Berechnungsergebnisse. Die Nachbildung des stufenweisen Aushubs oder Ausbruchs kann in der FE-Berechnung auf unterschiedlichen Wegen durchgeführt werden, wie z. B.

- (1) durch schrittweisen Abbau jener Knotenkräfte an der Aushub- oder Hohlraumkontur, die der ursprünglichen Stützwirkung der Ausbruchelemente entsprechen (Bild 1.2.),
- (2) durch Deaktivieren der Steifigkeiten und Spannungen derjenigen Elemente, die in den Bereich des jeweiligen Aushubs fallen.

Im ersten Fall werden die Knotenkräfte entlang des Ausbruchrandes aus den Spannungen der vorangehend simulierten Bauphase ermittelt. Der

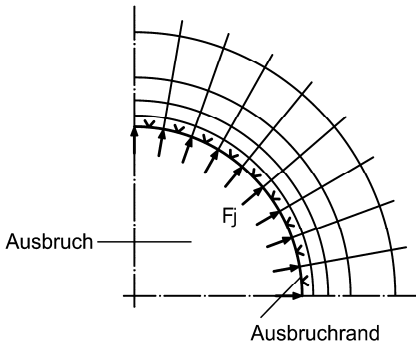


Bild 1.2. Gleichgewichtskräfte F_j am Ausbruchrand im Anfangsspannungszustand

Ausbruchbereich enthält von Anfang an keine Finiten Elemente. Dem Vorteil der Einsparung dieser Elemente in der Berechnung steht der Nachteil gegenüber, dass Zwischenbauzustände, wie z. B. Teilausbrüche, nur näherungsweise erfasst werden können.

Im zweiten Fall werden die Aushub- oder Ausbruchbereiche durch Elemente diskretisiert, deren Steifigkeiten während des Aushubs oder des Ausbruchs (ggf. schrittweise) eliminiert werden. Die Spannungen dieser Elemente werden abschließend zu Null gesetzt. Das nachteilige Ändern des Netzes, wenn die Elemente entfallen sind, wird dadurch vermieden, dass die Knotenpunkte innerhalb des Aushub- oder Ausbruchbereiches nach völligem Abbau der Steifigkeit fixiert werden.

Im Zusammenhang mit der Berechnung von Bauzuständen kann für einzelne Elemente auch eine Veränderung der Materialeigenschaften berücksichtigt werden (z. B. bei der Simulation von Bodenaustausch). Spätere Konstruktionselemente sollten von Anfang an in der Gesamtstruktur enthalten, jedoch noch deaktiviert sein.

1.1.6 Nichtlineare Berechnungen

1.1.6.1 Vorbemerkungen

Die in geotechnischen Berechnungen auftretenden Nichtlinearitäten sind unterschiedlicher Natur, wobei meist mehrere der nachfolgend genannten Ursachen gleichzeitig zu berücksichtigen sind:

- physikalische Nichtlinearität (nichtlineares Werkstoffverhalten),
- nichtlineare Randbedingungen (z. B. Kontaktprobleme),

- geometrische Nichtlinearität/große Deformationen,
- Kopplung von Problemen (z. B. Konsolidation).

Die Anwendung numerischer Näherungsverfahren wie der Methode der Finiten Elemente auf nichtlineare Probleme führt zu einem nichtlinearen algebraischen Gleichungssystem. Nachfolgend werden in der FEM gängige Verfahren zur iterativen Lösung dieser Gleichungssysteme kurz erläutert. Bei allen Verfahren wird die während eines Berechnungsschrittes aufzubringende Gesamtlast in Lastinkremente aufgeteilt, um abrupte Änderungen der Systemsteifigkeit zu glätten und die Konvergenz der Iteration zu erleichtern.

Am Ende jeder Iteration muss geprüft werden, ob die Konvergenzkriterien erfüllt sind. Dazu sind die Ungleichgewichtskräfte (Residuum) als Differenz zwischen äußeren Lasten und inneren Knotenkräften zu berechnen. Dieses Residuum darf eine definierte Toleranz nicht überschreiten, damit die Lösung als Gleichgewichtszustand akzeptiert wird und das nächste Lastinkrement aufgebracht werden kann. Weitere Konvergenzkriterien können z. B. über die Verformungen oder die Verformungsenergie definiert werden.

Die Anzahl der zugehörigen Belastungsstufen für die Inkrementierung und damit der Betrag des Lastinkrements in einem Berechnungsschritt sind stark von der untersuchten Struktur abhängig. Wird die Steuerung der Inkrementierung automatisch im Programm durchgeführt, muss erkennbar sein, wie die Größe der Inkremente bestimmt wird.

1.1.6.2 Iterationsstrategien

Die möglichen Iterationsstrategien unterscheiden sich grundsätzlich dadurch, dass entweder

- die Gesamtsteifigkeitsmatrix in allen Iterationsschritten konstant gehalten wird (Anfangssteifigkeit – modifiziertes Newton-Verfahren) oder
- die Gesamtsteifigkeitsmatrix in jedem Iterationsschritt den aktuellen Zustandsgrößen angepasst wird (tangente Steifigkeit – Newton-Raphson-Verfahren bzw. Sekantensteifigkeit – Quasi-Newton-Verfahren).

Beide Vorgehensweisen sind schematisch für ein eindimensionales System in Bild 1.3. a) und b) dargestellt:

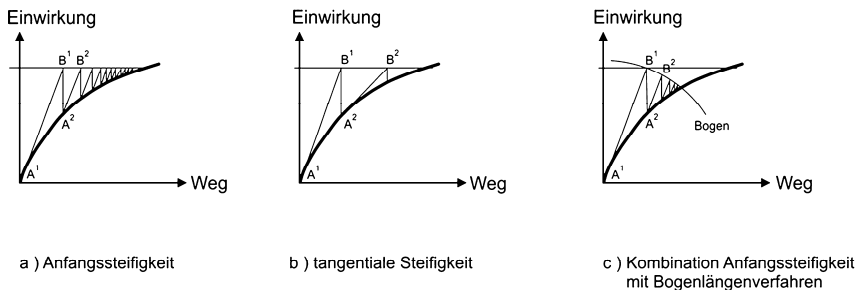


Bild 1.3. Iterationsstrategien innerhalb eines Lastinkrements

Berechnungen mit unveränderter Gesamtsteifigkeitsmatrix haben den Vorteil, dass die aufwendige Zerlegung des Gleichungssystems nur einmal durchgeführt werden muss. Sie sind, wie Bild 1.3. a) zeigt, jedoch nur dann zu empfehlen, wenn die nichtlinearen Anteile in der Gesamtsteifigkeitsmatrix nicht überwiegen; andernfalls werden sehr viele Iterationsschritte erforderlich, sodass der o. g. Rechenzeitvorteil verloren geht.

Das Konvergenzverhalten bei Berechnungen mit ständig neu bestimmter Gesamtsteifigkeitsmatrix ist bei monotoner Lastzunahme grundsätzlich besser. Haben z. B. bei elasto-plastischen Stoffmodellen die Spannungszustände eines großen Teils der Struktur die Fließgrenze erreicht oder sich ihr bei Stoffgesetzen mit Verfestigung stark genähert, so ist eine Berechnung mit tangentialen Steifigkeiten zu empfehlen.

Die Auswahl zwischen beiden Vorgehensweisen kann nur im Einzelfall getroffen werden, ist jedoch nicht in allen FE-Programmen möglich. Idealerweise sollte der Wechsel des Verfahrens möglich sein.

Zusätzlich können konvergenzbeschleunigende Techniken (z. B. Überrelaxation – gezieltes Überschätzen des Ungleichgewichts in den Iterationen) eingesetzt werden. Bei lokalen Konvergenzproblemen kann auch die Verwendung von Unterrelaxation zielführend sein.

1.1.6.3 Konvergenzverhalten der numerischen Lösung

Allein aus der Programmmeldung, dass der Lösungsalgorithmus kein Gleichgewicht findet, kann nicht mit Sicherheit auf das Erreichen des Versagenszustandes geschlossen werden. Um Rechnungsabbrüche aus Nichtkonvergenz zu vermeiden bzw. zu beurteilen, können fallweise verschiedene Modifizierungen des Modells zielführend sein, z. B.:

- Verkleinerung der Lastinkremente, ggf. durch feinere Unterteilung von Berechnungsschritten wie z. B. Aushub- und Auffüllungsvorgängen.

- Bei lastgesteuerten elasto-plastischen Analysen kann die Anwendung des Bogenlängenverfahrens (vgl. Bild 1.3. c) für die automatische Wahl der Lastinkremente vorteilhaft sein. In manchen Fällen kann dieses Verfahren aber zu numerischen Problemen führen; die Plausibilität der Ergebnisse ist dann unbedingt zu kontrollieren.
- Eliminierung von Elementen mit sehr großen plastischen Dehnungen durch alternative Modellierung (z. B. Interface-Elemente an Spannungskonzentrationspunkten).
- Vermeidung von Plastifizierungen in Elementen, die nicht zum Hauptbruchmechanismus beitragen, entweder durch Erhöhung der Festigkeitsparameter in dieser Zone oder eine günstig wirkende kleine Vorbelastung oberflächennaher Elemente.
- Überprüfung, ob ein Materialaustausch oder die sprunghafte Änderung von Bodenkennwerten zu den Konvergenzproblemen geführt hat. Problematisch kann auftretende InkompRESSIBILITÄT infolge plastischen Fließens werden, sofern nicht speziell für diesen Zweck geeignete (hybride) Elemente zur Verfügung stehen.
- Überprüfung des Modells auf kinematische Instabilität. Diese entsteht dort, wo ein Körper den Kontakt zum übrigen Gebiet verliert (Starrkörperbewegung). In einem solchem Fall ist eine numerisch weiche Federlagerung einzuführen, um die Fesselung „gegen Erde“ sicherzustellen.
- Schrittweise Komplexitätssteigerung (Untersuchungen an einem vereinfachten Modell mit einfachen Stoffgesetzen, schrittweise Berücksichtigung zusätzlicher geometrischer und mechanischer Details bzw. Stoffeigenschaften).

Prinzipiell kritisch zu betrachten sind konvergenzerzeugende Manipulationen, wie die Vergrößerung von Toleranzen oder temporäres Ausschalten von Iterationen (z. B. bei Kontaktproblemen), da das Problem zu einem falschen Gleichgewichtszustand konvergieren könnte.

1.1.6.4 Zeitabhängige Prozesse

Bei zeitabhängigen Prozessen (instationäre GW-Strömung, Konsolidation, Kriechen, Nachhärten von Spritzbeton etc.) muss neben der räumlichen Diskretisierung eine zeitliche Diskretisierung, d. h. eine Zerlegung des Problems in Zeitschritte, erfolgen. Prinzipiell kann dafür auch die FE-Methode mit einer zusätzlichen Zeitvariablen verwendet werden, meist kommen jedoch implizite Differenzenverfahren zum Einsatz. Dann muss in jedem Zeitschritt ein (nichtlineares) Gleichungssystem gelöst werden,

sodass die oben beschriebenen Lösungsansätze auf jeden Zeitschritt anzuwenden sind. Der Vorteil der impliziten gegenüber den expliziten Verfahren liegt darin, dass sie die Wahl größerer Zeitschritte erlauben und so konstruiert werden können, dass sie unbedingt stabil sind.

1.2 Stoffmodelle und Materialkennwerte für Lockergestein

1.2.1 Vorbemerkungen

Numerische Berechnungen stellen mathematisch-physikalische Modellierungen praktischer Fragestellungen dar. Sie beinhalten eine vereinfachte Nachbildung des Baugrundes einschließlich der für die jeweils aktuelle Fragestellung relevanten Stoffeigenschaften. Hierzu stehen Stoffmodelle zur Verfügung, die das reale Verhalten des Bodens mathematisch abbilden.

Um das mechanische Verhalten von Böden zu beschreiben, werden mit Stoffmodellen Zusammenhänge zwischen Spannungen und Dehnungen formuliert. Verschiedentlich werden darüber hinaus z. B. auch zeitliche und/oder thermische Effekte berücksichtigt.

Es ist grundsätzlich festzustellen, dass es das „richtige Stoffmodell“ nicht gibt. Vielmehr stellen alle entwickelten Formulierungen Näherungen dar, und häufig kann mit unterschiedlichen Ansätzen das reale Verhalten des Bodens in ähnlicher Qualität beschrieben werden.

1.2.2 Häufig verwendete Stoffmodelle

1.2.2.1 Linear-elastische Stoffmodelle

Bei diesen Stoffmodellen besteht bei beliebigen Belastungen ein und derselbe lineare Zusammenhang zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε (elastisches Verhalten). Das isotrope linear-elastische Stoffmodell wird auch als Hooke'sches Gesetz bezeichnet. Dabei besagt die Isotropie, dass der lineare Zusammenhang in alle Richtungen gleichermaßen gilt und mit zwei Stoffparametern (z. B. Elastizitätsmodul E und Querdehnungszahl ν oder Schubmodul G und Kompressionsmodul K) beschrieben werden kann.

Anisotropie bedeutet, dass der lineare Zusammenhang richtungsabhängig ist. Es werden mehr als zwei Stoffparameter benötigt.

Lineare Elastizität schließt beliebige Zug- und Druckspannungen ein, d. h., es fehlt eine Grenzbedingung für zulässige Spannungen, wie z. B. das Kriterium nach Mohr-Coulomb.

Linear-elastische Stoffmodelle sind in der Regel Bestandteil von linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (siehe Kapitel 1.2.2.3).

Linear-elastische Stoffmodelle sind wegen des Fehlens einer Grenzbedingung für Spannungen zur Modellierung des Materialverhaltens von Böden in der Regel ungeeignet. Aus den üblichen Baumaterialien, wie z. B. Beton, Stahl, Stahlbeton, bestehende Bauwerke und Bauteile können bei Verformungsberechnungen in der Geotechnik jedoch in der Regel ausreichend genau als linear-elastisch angenommen werden.

1.2.2.2 Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln

Grundlage für Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (z. B. das Stoffmodell von Duncan/Chang [15]) sind empirische Ansätze, die die nichtlineare Beziehung zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε beschreiben. Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln werden als Zusammenhang zwischen Zuwächsen von Spannung und Dehnung ($\Delta\sigma$ und $\Delta\varepsilon$) formuliert (Bild 1.4.). Die darin enthaltenen Elastizitätsmoduln können sowohl von der Spannung σ als auch von der Dehnung ε abhängen. In beiden Fällen ergibt sich eine spannungsabhängige Steifigkeit.

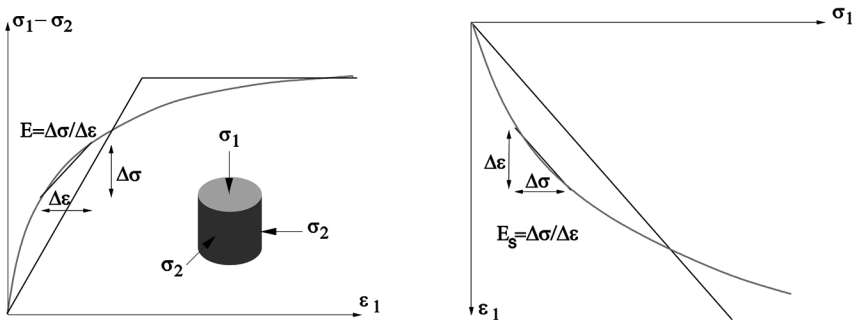


Bild 1.4. Nichtlineares Verhalten nach Stoffmodellen mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (hellgraue Linien) und lineares bzw. bilineares Verhalten nach linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (schwarze Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts)

Zusätzlich kann die sich aus veränderlichen Elastizitätsmoduln ergebende Steifigkeit von der Belastungsrichtung abhängen (z. B. Be- oder Entlastung im Ödometer). Dadurch können bleibende Dehnungen entstehen.

Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind wegen ihrer spannungsabhängigen Steifigkeit grundsätzlich für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr geeignet, z. B. Setzungenberechnungen un-

ter Dammschüttungen. Die Anwendbarkeit dieser Stoffmodelle für andere Arten von Verformungsberechnungen sollte wegen ihrer unterschiedlichen Gültigkeitsbereiche sowie ihrer Vielfalt der Formulierungen und Abhängigkeiten von der Belastungsrichtung im Einzelfall anhand der Plausibilität der Berechnungsergebnisse und ggf. anhand geeigneter experimenteller Daten überprüft werden.

Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind für Standsicherheitsberechnungen nur dann sinnvoll, wenn eine geeignete Grenzbedingung enthalten ist (siehe auch Kapitel 1.3.2.3).

1.2.2.3 Elastisch-ideal-plastische Stoffmodelle

Bei dieser Klasse von Stoffmodellen gibt es einen Bereich zulässiger Spannungen, der durch eine Grenzbedingung (z. B. das Kriterium nach Mohr-Coulomb, nach Drucker-Prager, nach Matsuoka-Nakai oder nach Lade [29, 31, 33, 48]) eingeschlossen ist. Die Grenzbedingung (Bild 1.5.) wird in der Regel durch den Reibungswinkel φ und die Kohäsion c definiert.

Erfüllt die Spannung σ die Grenzbedingung, kann außer einer elastischen Dehnung ε^{el} auch eine plastische Dehnung ε^{pl} entstehen. Das plastische Verhalten wird durch die Grenzbedingung und eine Fließregel definiert. Durch die Fließregel wird die Richtung und durch die Konsistenzbedingungen der Betrag des Zuwachses der plastischen Dehnung $\Delta\varepsilon^{pl}$ festgelegt.

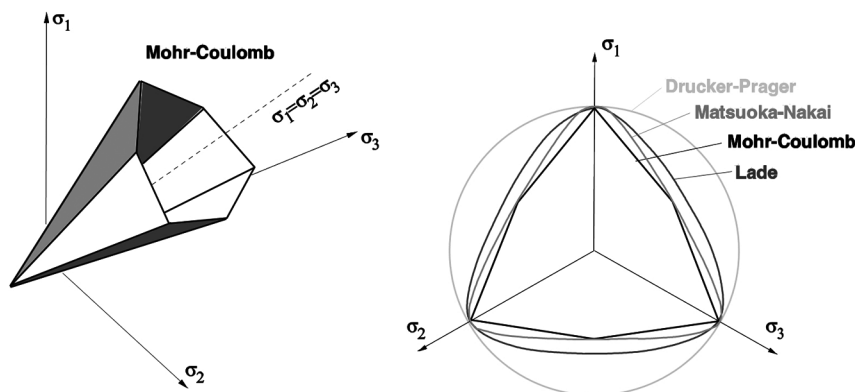


Bild 1.5. Grenzbedingungen; links im Hauptspannungsraum, rechts in der Ebene der deviatorischen Spannungen

Die Fließregel wird aus einem plastischen Potenzial abgeleitet und ermöglicht die Berücksichtigung sowohl von Volumenvergrößerungen (Dilatanz) als auch von Volumenverkleinerungen (Kontraktanz) infolge von Scher-

beanspruchungen. Die Art der Volumenänderung wird meistens durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben (siehe Bild 1.6.) [8, 43].

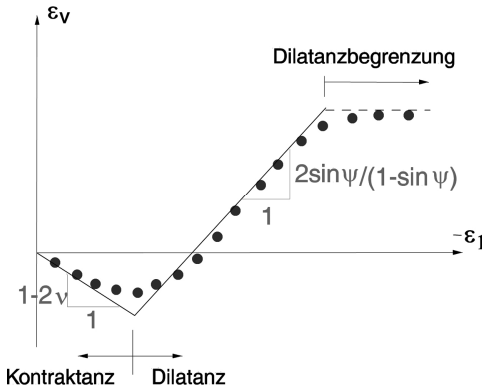


Bild 1.6. Kontraktanz und Dilatanz im Triaxialversuch (Versuchsergebnis mit Punkten dargestellt)

Innerhalb des Bereiches zulässiger Spannungen ist das Materialverhalten linear-elastisch gemäß Kapitel 1.3.2.1 (unabhängig von der Belastungsrichtung), d. h., es liegt z. B. für ödometrische Belastung und Entlastung die gleiche konstante Steifigkeit zugrunde, und es kommt zu keinen bleibenden Verformungen (Bild 1.7.). Bei dieser Kategorie von Stoffmodellen sind der Reibungswinkel ϕ und der Dilatanzwinkel ψ ebenfalls spannungs- und dichteunabhängig.

Elastisch-ideal-plastische Stoffmodelle werden für Zuwächse der Spannung und der Dehnung ($\Delta\sigma$ und $\Delta\epsilon$) formuliert. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Spannung σ und Dehnung ϵ besteht jedoch nicht.

Das Kriterium nach Mohr-Coulomb ist für Standsicherheitsberechnungen prinzipiell geeignet. In diesem Kriterium wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung (höhere Scherfestigkeit z. B. im Biaxialversuch als im Triaxialversuch) jedoch nicht berücksichtigt, was bei ebenen und dreidimensionalen Standsicherheitsberechnungen zu Reserven führt. In den Kriterien nach Matsuoka-Nakai und Lade hängt die Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung ab, und die Reserven bei Standsicherheitsberechnungen werden genutzt. Das bekannte Kriterium nach Drucker-Prager ist für Standsicherheitsberechnungen ungeeignet, da die Scherfestigkeit je nach Belastungspfad stark überschätzt werden kann.

Der Dilatanzwinkel ψ sollte immer kleiner als der Reibungswinkel φ angenommen werden (nicht-assozierte Fließregel). Falls keine experimentell bestimmten ψ -Werte vorliegen, wird folgende Näherung empfohlen:

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ für Reibungswinkel } \varphi \geq 30^\circ \text{ bzw.}$$

$$\psi = 0 \text{ für Reibungswinkel } \varphi < 30^\circ.$$

Während fortgesetzter Scherung sollte ab einer kritischen Volumenvergrößerung bzw. Porenzahl auch für Reibungswinkel $\varphi \geq 30^\circ$ keine Dilatanz mehr auftreten, d. h., es sollte $\psi = 0$ gelten (siehe Bild 1.6.) [8].

Elastisch-ideal-plastische Stoffmodelle sind bedingt geeignet für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr, z. B. Setzungsberechnungen unter Dammschüttungen. Es wird empfohlen, eine mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit durch Modellierung mehrerer Schichten mit jeweils konstanter Steifigkeit anzunähern.

1.2.2.4 Elasto-plastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung

Bei elasto-plastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (z. B. Cam Clay Modelle [33], Hardening Soil Modell [42 oder 37, 51]) entstehen plastische Dehnungen ε^{pl} bereits vor Erreichen der Grenzbedingung. Diese plastischen Dehnungen sind an eine Fließbedingung und die in Abschnitt 1.3.2.3 angesprochene Fließregel gekoppelt. Es wird eine spannungsabhängige elasto-plastische Steifigkeit formuliert (Bild 1.7.). Bei Erfüllen der Fließbedingung befindet sich der Spannungszustand σ auf einer Fließfläche, deren Größe sich mit fortschreitender plastischer Dehnung ε^{pl} ändert (Aufweiten der Fließfläche). Dieses Verhalten wird als Verfestigung bezeichnet. Die Größenänderung der Fließfläche wird nach allen Richtungen gleichmäßig (isotrop) vorgenommen.

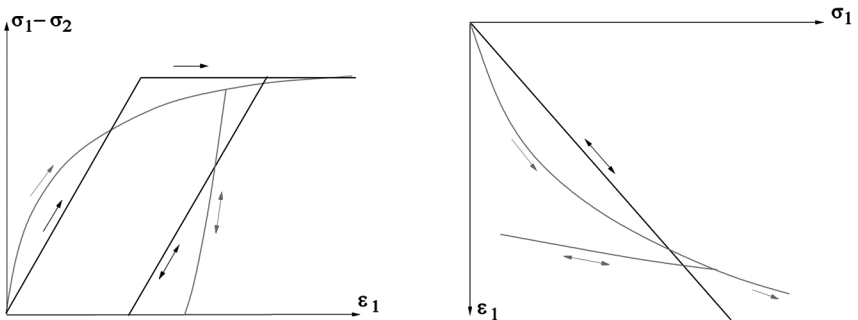


Bild 1.7. Be- und Entlastungszyklen nach linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (schwarze Linien) und nach elasto-plastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (hellgraue Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts)

In der Regel hat die Fließfläche eine Gestalt, durch die der elastische Bereich allseitig umschlossen ist, z. B. eine zusammengesetzte Form aus „Kegel“ und „Kappe“ [51, 52] oder die Form eines Ellipsoiden. Dadurch können auch plastische Dehnungen bei Kompressionsbeanspruchungen abgebildet werden.

Cam Clay Modelle sind geeignet zur Beschreibung von weichen, normal-konsolidierten bzw. leicht überkonsolidierten Böden, bei denen die Steifigkeit proportional zum mittleren Druck zunimmt. In der Regel wird im Cam Clay Modell die Grenzbedingung nach Drucker-Prager eingeführt. Dies kann zur Überschätzung des Scherwiderstandes führen (siehe auch Kapitel 1.3.2.3).

Das Hardening Soil Modell [42] ist für eine Vielzahl von Böden geeignet. Die Fließfläche besteht aus einem „Kegel“ und einer „Kappe“. Dementsprechend setzt sich die plastische Dehnung ε^p aus zwei Anteilen zusammen (plastische „Kegel-Dehnung“ und plastische „Kappen-Dehnung“). Es ist die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb enthalten.

Für Verformungsberechnungen einschließlich weniger Richtungsumkehrungen sind elasto-plastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung grundsätzlich geeignet.

Für Standsicherheitsberechnungen sind elasto-plastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung in gleicher Weise wie elastisch-ideal-plastische Stoffmodelle geeignet. Bei identischen Grenzbedingungen bieten sie gegenüber den elastisch-ideal-plastischen Stoffmodellen für Standsicherheitsberechnungen keine Vorteile.

Bei ödometrischer Erstbelastung ergibt sich nichtlineares elasto-plastisches Verhalten, bei Ent- und Wiederbelastung steiferes elastisches Verhalten (Bild 1.7.). Für Verformungsberechnungen bei Aushubvorgängen sind deswegen Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung besonders geeignet.

1.2.2.5 Erweiterte Stoffmodelle

Erweiterte Stoffmodelle enthalten in der Regel, außer der Spannung σ und ggf. der Porenzahl e , noch weitere, meistens nicht messbare Zustandsgrößen. Ihr Vorteil besteht darin, dass anisotropes Materialverhalten und Materialverhalten auch bei komplizierten Belastungspfaden (z. B. bei zyklischen Beanspruchungen bzw. das Verhalten bei sehr kleinen Dehnungen small strains) realistisch beschrieben werden kann. Nachteilig ist, dass die verschiedenen Zustandsgrößen für den Anfangszustand bekannt sein müssen und für eine praktische Anwendung sehr vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der Stoffgesetze vorliegen müssen. Ihre Anwendung erfordert zudem intensive Plausibilitätskontrollen.

Anisotrope elasto-plastische Stoffmodelle

Es gibt vielfältige Möglichkeiten, anisotropes Materialverhalten elasto-plastisch darzustellen. Bei elasto-plastischen Modellen mit anisotroper Verfestigung können sich Gestalt, Größe und Lage der Fließfläche in Abhängigkeit von der Verformungsgeschichte ungleichmäßig verändern [11, 21, 30]. Die Stoffmodelle besitzen eine mathematisch komplizierte Struktur und enthalten oft eine höhere Anzahl von Stoffparametern. Bei den „Multilaminate“-Stoffmodellen [39, 45] wird das Materialverhalten durch die Entwicklung plastischer Dehnungen auf vorgegebenen, beliebig orientierten Kontaktflächenscharen bestimmt. Weil sich die plastischen Dehnungen unabhängig voneinander auf den einzelnen Kontaktflächen entwickeln, kann auch Anisotropie vergleichsweise einfach berücksichtigt werden.

Hypoplastische Stoffmodelle

Bei hypoplastischen Stoffmodellen [22, 27, 53] wird nicht zwischen elastischer und plastischer Dehnung unterschieden. Dadurch entfallen Fließfläche, Fließregel und Verfestigungsgesetz. Dennoch ergeben sich bei verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedliche spannungs- und dichteabhängige Materialsteifigkeiten. Zur Erfassung von komplizierten Belastungspfaden (z. B. zyklische Beanspruchungen) wird neben der Spannung σ und der Porenzahl e auch die „intergranulare Dehnung“ als weitere Zustandsgröße einbezogen [34].

Stoffmodelle mit erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen

Bei diesen Stoffmodellen wird die erhöhte Steifigkeit – small strain stiffness – bei kleinen Dehnungen berücksichtigt, wobei die kleinen Dehnungen, die bei den hypoplastischen Stoffmodellen auch als „intergranulare Dehnung“ bezeichnet werden, eine zusätzliche Zustandsgröße sind. Stoffmodelle mit erhöhter Steifigkeit bei kleinen Dehnungen gibt es als Erweiterungen von elasto-plastischen Stoffmodellen [5, 47] oder von hypoplastischen Stoffmodellen [34, 35].

Zeitabhängige Stoffmodelle

Zeitabhängige Effekte wie Kriechen, Viskosität und Relaxation werden auf verschiedene Weise als Erweiterungen von elasto-plastischen Stoffmodellen [7, 46] oder hypoplastischen Stoffmodellen [34] berücksichtigt. Durch die hohe Komplexität des zeitabhängigen Verhaltens, die sich u. a. in den unterschiedlichen Beschreibungen und Definitionen widerspiegelt, und die oft nicht eindeutige Trennung zwischen zeitabhängigem Materialverhalten und anderen zeitabhängigen Vorgängen, z. B. Konsolidation,

sollte die Nutzung solcher Stoffmodelle auf spezielle Anwendungen beschränkt bleiben.

1.2.3 Bestimmung der Materialparameter

1.2.3.1 Allgemeines

Materialparameter sind immanente Bestandteile von Stoffmodellen. In vielen Stoffmodellen wird auf Materialparameter der konventionellen Bodenmechanik (z. B. Reibungswinkel φ , Kohäsion c oder Steifemodul E_s) zurückgegriffen. Zum Teil haben Materialparameter keinen Bezug zur konventionellen Bodenmechanik und sind allein durch das jeweilige Stoffmodell definiert. Die Parameterbestimmung für interne Zustandsgrößen von komplexen Stoffmodellen wird hier nicht behandelt.

Der Anwender muss wissen, welche Zustandsgrößen in dem verwendeten Stoffmodell enthalten sind, um die Prinzipien der Parameterbestimmung verstehen und handhaben zu können und somit auch die Auswirkung der Parameter auf die Genauigkeit der Ergebnisse bewerten zu können.

Die Parameter von Stoffmodellen sollten als repräsentative Werte angegeben werden. Es sind keine versteckten Sicherheitszuschläge und Sicherheitsabschläge anzusetzen.

Es wird empfohlen, die Parameter von Stoffmodellen nicht nur anhand einer Methode zu bestimmen, sondern sie anhand weiterer Verfahren zu überprüfen. Nach Möglichkeit sollten die verwendeten Ansätze durch Nachrechnung von Messergebnissen überprüft werden.

1.2.3.2 Festigkeitsparameter

In der Regel wird die Grenzbedingung durch die beiden konventionellen effektiven Scherparameter Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' oder durch Hilfsgrößen, die sich auf diese beiden Parameter zurückführen lassen, definiert. Gegebenenfalls sind zusätzliche Parameter, z. B. der Reibungswinkel triaxialer Extensionsversuche φ'_{ext} , erforderlich.

Die Bestimmungsmethoden für die effektiven Scherparameter φ' und c' sind weitgehend durch Normen geregelt. In begründeten Fällen sind Sonderversuche notwendig, z. B. Biaxialversuch oder triaxialer Extensionsversuch.

Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen verfügbar sind, können die Scherparameter φ' und c' als repräsentative Werte anhand von Erfahrungen bzw. aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

Andere Parameter, wie z. B. der Dilatanzwinkel ψ , werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Triaxialversuchen und Sonderversuchen bestimmt. Bei der Bestimmung des Dilatanzwinkels ψ ist Kapitel 1.2.2.3 zu beachten.

1.2.3.3 Steifigkeitsparameter

Gebräuchliche Steifigkeitsparameter sind der Elastizitätsmodul E und der Steifemodul E_s . Oft wird auf die Parameter von konventionellen Kompressionsgesetzen, z. B. logarithmischer Ansatz nach Terzaghi (Parameter: Kompressionsbeiwert C_c und Schwellbeiwert C_s), Exponential-Ansatz nach Ohde (Parameter: Referenzsteifigkeit v_e und Exponent w_e) oder auf Parameter von Ansätzen für die Scherphasen von Triaxialversuchen, z. B. hyperbolischer Ansatz Duncan/Chang (zwei Parameter) zurückgegriffen.

Bei manchen Stoffmodellen werden zumeist aufwendige Ansatzfunktionen verwendet, deren Parameter an sich keine bodenmechanische Bedeutung besitzen und durch „Curve Fitting“ bestimmt werden.

Der Elastizitätsmodul E kann bei Böden aus Ergebnissen von triaxialen Kompressionsversuchen oder Ödometerversuchen als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, abgeleitet werden. Dabei sind Ent- und Wiederbelastungspfade auszuwerten.

Der Steifemodul E_s wird in der Regel aus Ergebnissen von Ödometerversuchen als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, bestimmt.

Die Querdehnzahl ν kann aus den Ergebnissen von Laborversuchen nicht zuverlässig bestimmt werden. Es wird empfohlen, ihre Größe anhand von Erfahrungen in Abhängigkeit vom Stoffmodell abzuschätzen.

Parameter für Stoffmodelle mit veränderlicher Steifigkeit werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Ödometerversuchen und Triaxialversuchen mit ggf. unterschiedlichen Spannungspfaden bestimmt. In Ausnahmefällen sind zu ihrer Bestimmung Sonderversuche notwendig.

Ergänzend zu Ergebnissen von Laborversuchen kann der Elastizitätsmodul E bzw. der Steifemodul E_s als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen bzw. aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

Hinweise zur Auswahl, Validierung und Kalibrierung der Stoffmodelle finden sich in den Beiblättern 1 und 2.

1.3 Stoffmodelle und Materialkennwerte für Festgestein

1.3.1 Vorbemerkungen

Festgestein oder Fels bezeichnen im geologischen Sinne ein Gemenge verschiedener Mineralien, die konsolidiert, verkittet oder in anderer Form verbunden sind. Fels bezeichnet die Gesamtheit von Gestein einschließlich Diskontinuitäten in Form von Trennflächen und Verwitterungsprofilen. Numerische Berechnungen von Bauvorhaben, die in Festgestein ausgeführt werden, erfordern in der Regel eine mechanische Abbildung des Felses. Das mechanische Verhalten von Fels ist nicht nur durch das anstehende Gestein, sondern auch – in vielen Fällen sogar überwiegend – von den Eigenschaften mechanisch wirksamer Trennflächen bzw. Trennflächenscharen bestimmt. Die mechanischen Eigenschaften von Fels sind daher oftmals ausgeprägt anisotrop.

1.3.2 Diskretisierung von Trennflächen

Die Diskretisierung mechanisch wirksamer Trennflächen in numerischen Berechnungen erfordert Kenntnisse über deren Raumstellung sowie den Trennflächenabstand und den Durchtrennungsgrad. Hierbei ist zu beachten, dass Trennflächenabstände (d) in der Diskretisierung nicht absolut (wie z. B. zur Klassifikation) sondern in Relation zum Bauwerk (L) betrachtet werden sollten. Dieser Sachverhalt wird in Bild 1.8. deutlich. Ist

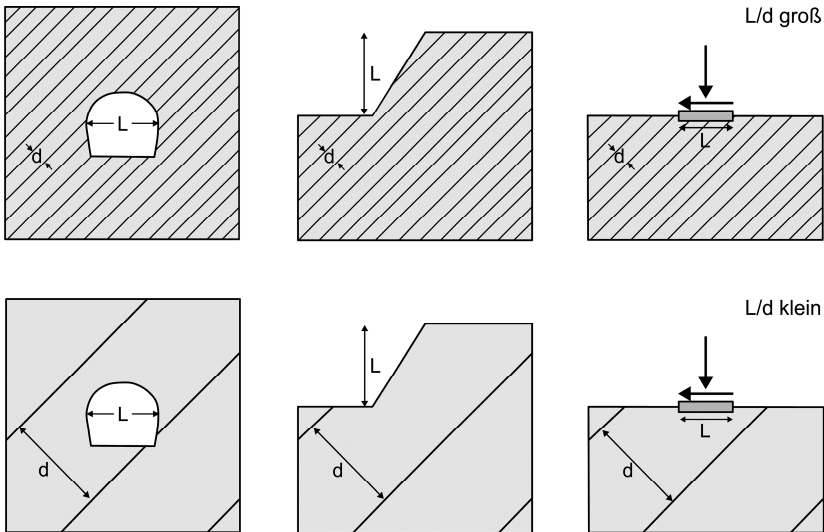


Bild 1.8. Trennflächenabstand (d) im Vergleich zu Bauwerksabmessungen (L) nach [57]

die Abmessung des Bauwerks klein im Vergleich zu den Trennflächenabständen, sollte(n) die Trennfläche(n) explizit modelliert werden (inhomogenes Modell). Für kleinere Trennflächenabstände können die Eigenschaften der Trennfläche in das Kontinuum eingebettet werden (homogenes Modell). Ist die Klüftung eines Gebirges, wie in Bild 1.8. dargestellt, von einer oder wenigen Kluftrichtungen oder Schichtungen dominiert, muss von anisotropen Festigkeitseigenschaften ausgegangen werden. Stark klüftige Gebirgsmassen hingegen können näherungsweise isotrop betrachtet werden. Es kann also zwischen drei Modelltypen unterschieden werden.

Inhomogene Modelle

Sind in einer Berechnung nur einzelne (diskrete), in ihrer Lage bekannte Trennflächen zu berücksichtigen, kann eine Berechnung unter Verwendung besonderer Kluft- oder Kontaktelemente erfolgen. In diesem Fall werden den Trennflächen Festigkeitseigenschaften, i. d. R. Scherparameter, zugeschrieben (siehe Kapitel 1.3.4). Die Festigkeit des Gesteins muss durch ein geeignetes Versagenskriterium begrenzt werden.

Homogene Modelle mit anisotropen Festigkeitseigenschaften

Sind in einer Berechnung Trennflächenscharen zu berücksichtigen, deren Trennflächenabstände klein im Vergleich zu den Bauwerksabmessungen sind, so kann die Wirkung der Trennflächen durch Definition eines Kontinuums mit anisotropen Festigkeits- und eventuell ebenso anisotropen Verformungseigenschaften erfasst werden. Materialmodelle dieser Klasse sind z. B. unter der Bezeichnung Jointed Material oder Jointed Rock in kommerziell angebotenen Berechnungsprogrammen enthalten. Neben den mechanischen Eigenschaften des Gesteins und der Trennflächen erfordern diese Materialmodelle die Spezifizierung der Raumstellung der abzubildenden Trennflächenscharen. Für jede dieser Trennflächenscharen wird die für sie zutreffende Versagensbedingung überprüft und gegebenenfalls der aus ihr resultierende plastische Dehnungsanteil dem Kontinuum zugeschrieben.

Homogene Modelle mit isotropen Festigkeitseigenschaften

Sind die in einer Berechnung zu berücksichtigenden Trennflächenabstände klein im Vergleich zu den Bauwerksabmessungen und variieren die Raumstellungen der Trennflächen stark, kann die Verwendung eines Kontinuums mit isotropen Festigkeitseigenschaften sinnvoll sein. Als isotropes Versagenskriterium wird häufig das Coulomb'sche Kriterium gewählt. Ebenso können hier nichtlineare Versagenskriterien, wie z. B. das empirische Hoek-Brown-Kriterium, zum Einsatz kommen. Beide Versagenskriterien werden in Kapitel 1.3.4 behandelt.

1.3.3 Spannungs-Dehnungsverhalten und Zeiteffekte

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Festgestein kann schematisch in drei Bereiche eingeteilt werden (Bild 1.9.): Verfestigung (A bis C), Entfestigung (D) und Residualbereich (E). Im Verfestigungsbereich, d. h. vor Erreichen der maximalen Festigkeit, kann näherungsweise mit einem linear-elastischen Materialgesetz gerechnet werden. Der Entfestigungs- und Residualbereich wird in numerische Berechnungen oftmals nicht direkt einbezogen. Der Grund hierfür liegt in den dann notwendigen, rechnerisch sehr aufwendigen Regularisierungsstrategien zur Vermeidung von Einflüssen der gewählten Elementgröße. Es ist in solchen Fällen zu überprüfen, ob für die Berechnung (z. B. bei der Ermittlung von Tragsicherheiten) die Restscherfestigkeit maßgebend ist. Dann kann sie vereinfacht durch Einsatz eines elastisch-ideal-plastischen Materialgesetzes, bei dem die maximale Festigkeit durch die Restscherfestigkeit ersetzt wird, geschehen.

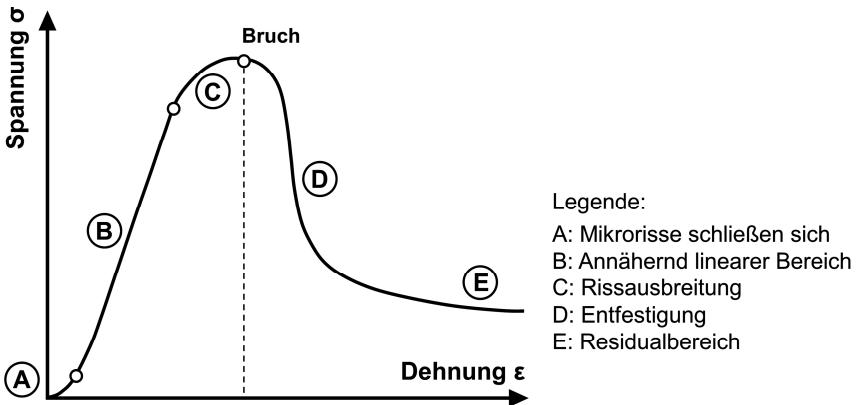


Bild 1.9. Spannungs-Dehnungsverhalten von Festgestein nach [16]

Beim Bruchverhalten von Festgestein wird unterschieden zwischen sprödem und duktilen. Die empirische Mogi-Linie [32] kann für eine grobe Abgrenzung dieser beiden Brucharten herangezogen werden (siehe auch Bild 1.11.). Mogi prognostiziert Sprödbbruch für ein Verhältnis von größter zu kleinster Hauptspannung beim Bruch größer 3,4. Für kleinere Verhältniswerte, d. h. unterhalb der Mogi-Linie, ist von duktilem Bruchverhalten auszugehen. Obwohl die Mogi-Linie anhand von Testdaten an Silikatgesteinen aufgestellt wurde, wird sie i. A. auch auf andere Gesteinsarten übertragen. Die Modellierung von Sprödbbruchverhalten durch ein linear-

elastisch, perfekt plastisches Materialverhalten (vgl. Kapitel 1.2) stellt eine starke Vereinfachung dar. In der Modellierung duktilen Bruchverhaltens sollten Zeiteffekte berücksichtigt werden.

Zeiteffekte, die in der Modellierung felsmechanischer Problemstellungen u. U. zu berücksichtigen sind, umfassen Kriechen, Quellen und ggf. Strömungsvorgänge. Kriechen in Fels führt zu Spannungsumlagerungen. Zur Modellierung von Kriechen und duktilem Bruchverhalten sind viskoplastische Materialgesetze geeignet. Quellvorgänge in anhydrithaltigem Fels werden idealerweise durch ein spezielles Quellgesetz beschrieben, können aber auch durch Ansatz von Quelldrücken als Belastung simuliert werden. Die Höhe des anzusetzenden Quelldrucks kann z. B. durch Aufbringen einer Volumendehnung in der Größenordnung der Volumenvergrößerung des quellfähigen Materials beschrieben werden. Zu beachten ist allerdings, dass solch einfache Modellierungsansätze nicht die Interaktion zwischen Quellvermögen und vorhandenem Spannungsniveau (sowie Wasserzutritt) widerspiegeln. Dies bedeutet, dass der Abhängigkeit der Volumenvergrößerung vom vorherrschenden Fels- und Quelldruck mittels einer (iterativen) Anpassung der aufgebrachten Volumendehnung Rechnung getragen werden muss.

Der elastische Verformungsanteil innerhalb elasto-plastischer Materialgesetze für Festgestein wird überwiegend isotrop oder transversal isotrop angenommen. Transversale Isotropie ist dann gegeben, wenn eine Schichtung oder Trennflächenschar die Steifigkeit der Gebirgsmasse in einer ausgezeichneten Richtung modifiziert. Die zur Beschreibung isotrop-elastischer Verhältnisse notwendigen zwei unabhängigen elastischen Konstanten (z. B. Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl ν) müssen im Fall transversaler Isotropie auf fünf elastische Konstanten erweitert werden (z. B. $E_1, E_2, G_1, \nu_1, \nu_2$). Die Übertragung auf die Gefüge- bzw. die Trennflächenorientierung im globalen Koordinatensystem erfolgt durch eine Transformationsmatrix. Diese enthält Komponenten, die nur von der Fallrichtung und dem Fallwinkel der Gefüge- bzw. Trennflächen abhängen.

1.3.4 Versagenskriterien

Bei diskreter Modellierung von Trennflächen muss zwischen Versagenskriterien für die Trennflächen und solchen für das Gestein zwischen den Trennflächen unterschieden werden. Bei Simulation des Felses als homogenes Material sollte das Versagenskriterium sowohl Trennflächeneigenschaften als auch Gesteinsparameter erfassen.

1.3.4.1 Versagen auf Trennflächen

Coulomb-Kriterium

Die aufnehmbare Schubspannung τ auf einer Trennfläche ist proportional der vorherrschenden Normalspannung σ_n . Der Proportionalitätsfaktor ist gegeben durch den Tangens des Reibungswinkels φ . Die Kohäsion erhöht die aufnehmbare Schubkraft (siehe Kapitel 1.2).

Nichtlineare Kriterien

Experimentelle Beobachtungen zeigen, dass die aufnehmbare Schubkraft in einer Trennfläche eine nichtlineare Funktion der Normalspannung und gleichzeitig eine Funktion der Kluftraugigkeit ist. Das in Bild 1.10. dargestellte Modell einer rauen Kluffläche kann diesen Sachverhalt erklären. Vor dem Versagen der rauen Kluffwandung ergibt sich ein scheinbarer Reibungswinkel von $\varphi + i$. Danach reduziert sich der Reibungswinkel zu φ [38].

Anstelle dieses idealisierten bilinearen Coulomb-Modells können in numerischen Berechnungen auch andere nichtlineare Ansätze für die Grenzschubspannung auf einer Trennfläche Anwendung finden, wie beispielsweise der in Bild 1.10. dargestellte empirische Ansatz nach Barton [4]. In diesem definiert Barton die Kluffparameter JRC und JCS. JRC ist ein empirisches Maß für die Kluftraugigkeit mit $1 \leq JRC \leq 20$ (1: sehr glatt ... 20: sehr rau) und JCS quantifiziert die Druckfestigkeit der Trennfläche.

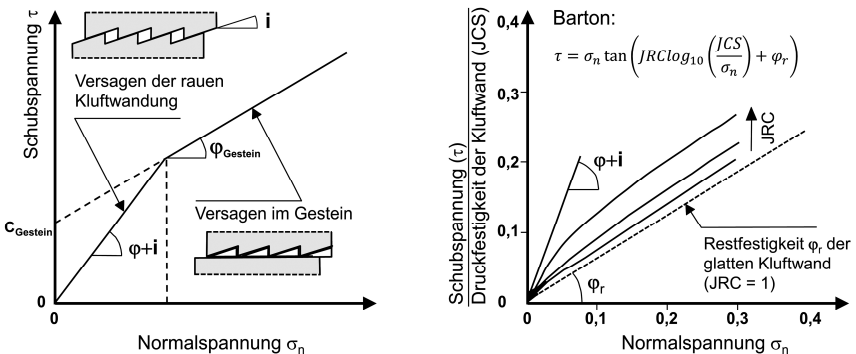


Bild 1.10. Nichtlineare Modelle für Kluffestigkeit, links: bilineares Coulomb-Modell nach Patton [38], rechts: Barton-Kriterium [4]

1.3.4.2 Kontinuum

Mohr-Coulomb

Die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb wird in Festgestein wie auch in Lockergestein angewendet (siehe Kapitel 1.2). Bei Festgestein ist jedoch zwischen den Scherparametern des Felses und des Gesteins zu unterscheiden. Wird das Mohr-Coulomb-Kriterium zur Beschreibung stark klüftigen Felses herangezogen, müssen die an Gesteinsproben im Labor ermittelten Scherparameter stark reduziert werden (siehe auch Kapitel 1.3.5). Die Kohäsion von Festgestein ist wesentlich höher als die von Lockergestein; der Reibungswinkel von Sedimentgesteinen ist vergleichbar dem des entsprechenden Lockergesteins (Beispiel: Sand – Sandstein).

Hoek-Brown (in der verallgemeinerten Form)

Hoek et al. [24] schlagen die in Bild 1.11. exemplarisch dargestellte empirische Grenzbeziehung für die von Fels maximal aufnehmbare Hauptspannung σ_1 vor. In Bild 1.11. bezeichnen σ_3 die kleinste Hauptspannung und σ_{ci} die einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins. Die in der Grenzbeziehung eingeführten Größen m_b , s und a können als Funktion der empirischen Gesteinskonstante m_i , des Geological Strength Index (GSI) und der Störung (Disturbance) D ausgedrückt werden.

Die Gesteinskonstante m_i wird zur Gesteinsart korreliert. Der Geological Strength Index $0 \leq \text{GSI} \leq 100$ ist ein Maß für die Klüftigkeit des Felses sowie der Oberflächenbeschaffenheit und Form der Gesteinsstücke im Fels (Bild 1.11.). Die Störung $0 \leq D \leq 1$ quantifiziert die Abminderung der Felsfestigkeit durch Aushub, Sprengvortrieb oder andere Baumaßnahmen.

Das nichtlineare Festigkeitskriterium nach Hoek und Brown kann für Gestein (keine Trennflächen: $\text{GSI} = 100$, keine Störung: $D = 0$) sowie für Fels ($\text{GSI} \leq 100$, $D \geq 0$) angewendet werden. Es ermöglicht somit die direkte Extrapolation von Laborergebnissen an Gesteinsproben auf Festigkeitseigenschaften des Felsverbandes (Gebirge).

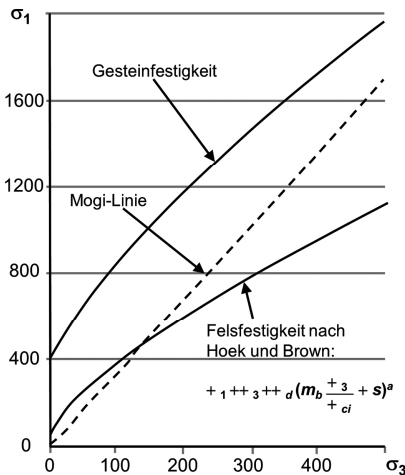
Sonstige Kriterien

Andere Versagenskriterien, die für stark klüftigen Fels vorgeschlagen wurden, können hauptsächlich in empirische Kriterien, wie z. B. Mogi-Kriterium, oder energiebasierte Kriterien, wie z. B. das Griffith-Kriterium, unterteilt werden. Einige dieser Kriterien, so z. B. auch das erwähnte Mogi-Kriterium, sind aufgrund nicht-konvexer oder teilweise nicht eindeutig formulierter Fließflächen im dreidimensionalen Spannungsraum nur bedingt zur Verwendung in numerischen Berechnungen geeignet.

1.3.5 Bestimmung der Materialparameter

Im Felsbau haben sich zahlreiche empirische Klassifikationssysteme etabliert. Die bekanntesten sind die Rock Quality Designation (RQD) [10], das Rock Mass Rating (RMR) [6] und der Rock Tunneling Quality Index Q (Barton Q-System) [3]. Diese empirischen Klassifikationssysteme können im Allgemeinen nur für Vorüberlegungen und nicht für die Identifikation von Materialparametern für numerische Berechnungen verwendet werden. Eine Ausnahme hiervon bilden Materialmodelle, deren Eingabeparameter einem empirischen Klassifikationssystem entspringen, wie z. B. das Hoek-Brown-Versagenkriterium.

Die Bestimmung von Elastizitäts- und Scherparametern für Festgesteine kann im Labor (einaxiale Druckfestigkeit, Brazilian Test, Triaxialversuch, direkter Scherversuch auf Trennflächen u. a.) oder im Feld erfolgen (Triaxialversuch im Bohrloch, Dilatometerversuch, großräumige Scherversuche, geophysikalische Versuche u. a.). Bei Festgesteinen ist auch bei sorgfältigster Probenentnahme davon auszugehen, dass die im Labor ermittelten Gesteinseigenschaften stark von den in situ ermittelten Eigenschaften abweichen. Ähnliches gilt für Laborversuche an Trennflächen. Generell sind jedoch In-situ-Versuche zur Bestimmung von Felseigenschaften den Laborversuchen vorzuziehen. Die Streuung von Felseigenschaften ist groß. Versuche sind deshalb möglichst mehrmals durchzuführen und die Ergebnisse statistisch auszuwerten.



Struktur des Felses	Ausbildung der Trennfläche	GSI				
		sehr gut	gut	mittel	schlecht	sehr schlecht
geklüfteter Fels		80	70			
stark geklüfteter Fels		60		40		
stark geklüfteter bis gestörter Fels		50				
zersetzter, entfestigter Fels				30	20	10

Bild 1.11. Bruchkriterium (exemplarisch) nach Hoek und Brown, Klassifizierung von Fels mithilfe des Geological Strength Index (GSI), Darstellungen nach [24]

Das gewählte Herstellungsverfahren für ein Bauwerk im Fels kann einen wesentlichen Einfluss auf die anzusetzenden Materialparameter haben. Sprengungen z. B. reduzieren die Festigkeit von Fels stark; Lösen von Fels durch Reißen oder Fräsen hat in der Regel nur einen mittleren bis geringen Einfluss auf die Festigkeit des umgebenden Gebirges. In unmittelbarer Umgebung des Bauwerks sind daher ggf. die Materialparameter anzupassen. Eine solche Anpassung kann auch dann notwendig werden, wenn Oberflächen der Witterung ausgesetzt sind.

1.4 Berücksichtigung von Wasser im Baugrund

1.4.1 Vorbemerkungen

Die vollständige Beschreibung des Spannungszustands des Bodens erfordert die Berücksichtigung der Auswirkungen des Wassers im Boden, d. h. der Strömungskräfte, des Auftriebs und bei Teilsättigung der Kapillarspannungen. Daher ist die Berücksichtigung der Grundwassersituation von grundlegender Bedeutung für jegliche numerische Berechnung.

Bei Baugruben wirkt sich das Grundwasser auf das Verformungsverhalten des Baugrundes (z. B. Hebung der Baugrubensohle, horizontale Verformungen der Stützelemente, Setzungen der Geländeoberkante) und auf die Standsicherheit des Baugrubenverbau aus (z. B. horizontale Belastung durch Grundwasserdruck, Beeinflussung der äußeren Tragfähigkeit der Verankerungselemente und der Schlitzte). Bei Böschungen spielen die Grundwasserstände und deren Veränderungen durch die Änderung der effektiven Spannungen des Korngerüsts eine herausragende Rolle bei der Auslösung und Entwicklung von Rutschungen. Im Fels kann es zu kritischen Kluftwasserdrücken infolge hoher Druckspannungen kommen (z. B. im Fußbereich von Staumauern, vgl. Kap. 1.4.5).

Wenn durch Strömungs- oder Infiltrationsvorgänge eine Änderung der Sättigung des Bodens zu erwarten ist (Beispiele: Böschungen, die allmählich aufgesättigt werden, z. B. bei Hochwasserdeichen), ist eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Eigenschaften des Baugrunds nur möglich, wenn die Besonderheiten bei Teilsättigung in angemessener Weise Berücksichtigung finden.

Werden im numerischen Modell Teilsättigungen und somit scheinbare Kohäsion erfasst, muss darauf geachtet werden, dass der Einfluss der scheinbaren Kohäsion auf die Standsicherheit nicht überschätzt wird.

Die mathematische Modellierung der Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von *Darcy*.

Zur Berücksichtigung des Grundwassereinflusses bei der Berechnung von Spannungen sind zwei prinzipielle Möglichkeiten zu unterscheiden (im Folgenden als Typ A und B bezeichnet):

- Typ A – ungekoppelte Analyse: Die Porenwasserdruckverteilung wird vor jedem Spannungsberechnungsschritt ermittelt und als Anfangsbedingung für die Spannungsberechnung eingesetzt (siehe Kapitel 1.4.2 und 1.4.3).
- Typ B – gekoppelte Analyse: In einem Berechnungsschritt werden der totale Spannungszustand und die Porenwasserdruckverteilung gleichzeitig mittels einer voll gekoppelten Analyse bestimmt (siehe Kapitel 1.4.4).

Eine Berechnung des Typs B bietet Vorteile in Bezug auf die Modellflexibilität und die theoretische Kohärenz im Vergleich zu Typ A.

Im Folgenden werden nur Grundwasserberechnungen betrachtet, die der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilungen im Boden dienen und damit der wirksamen Spannungen; grundwasserhydraulische Modelle, die der Analyse von Wasserzuflussmengen und zur Bemessung von Absenkungsmaßnahmen dienen, sind nicht Gegenstand dieser Empfehlungen.

1.4.2 Grundwasserberechnungen (ungekoppelte Analyse)

1.4.2.1 Modellbildung

Vorgabe des freien Grundwasserspiegels

Die einfachste Variante zur Berechnung des Porenwasserdrucks ist die Vorgabe der Oberfläche des freien Grundwasserspiegels (Sickerlinie) für den zu untersuchenden Bodenkörper (Phase „Grundwasserberechnung“ in einer Analyse vom Typ A). Für den Porenwasserdruck u wird im gesättigten Bereich unter dem Grundwasserspiegel eine hydrostatische Verteilung vorausgesetzt.

Die Lage der Sickerlinie lässt sich auf Grundlage von Erfahrungswerten, durch Messungen oder durch geohydraulische Berechnungen bestimmen.

Die Berücksichtigung des Porenwasserdrucks durch Vorgabe des Grundwasserspiegels darf angewendet werden, wenn:

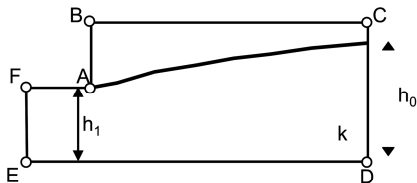
- a) ein stationärer Grundwasserspiegel vorliegt,
- b) die Strömungskraft auf die Bodenmasse vernachlässigt werden kann und
- c) kein gespannter Grundwasserzustand in tieferen Bodenschichten vorhanden ist.

Stationäre Grundwasserberechnungen

Eine im Vergleich zur Berechnung unter Vorgabe der freien Grundwasseroberfläche verbesserte Porenwasserdruckverteilung erhält man bei Berechnung der stationären Grundwasserströmung. Durch eine Grundwasserberechnung können sowohl der Strömungsdruck auf die Bodenmasse als auch gespannte Grundwasserzustände berücksichtigt werden (siehe EAU 2012, E113 für Baugrubenverbau [17]). Voraussetzung hierfür ist, dass Änderungen der Grundwasserstände in dem betrachteten Zeitraum vernachlässigbar sind und dass realistische Modellrandbedingungen gewählt werden.

1.4.2.2 Diskretisierung und Randbedingungen

Ähnlich wie in Kapitel 1.1.3 für Spannungsberechnungen dargestellt, ist auch bei der Grundwasserberechnung zu beachten, dass die Diskretisierung in den Bereichen mit größeren Porenwasserdruckänderungen feiner sein muss (z. B. um den Punkt A in Bild 1.12.), um eine bessere Übereinstimmung mit der exakten Lösung zu erhalten.



Modellrand	Randbedingung
A-B	durchlässig (Böschung) oder undurchlässig (Baugrubenverbau)
B-C	durchlässig
C-D	Potential (ungestörter GW-Zustand)
D-E	undurchlässig oder Potential (geologische Bedingungen)
E-F	undurchlässig (Symmetrieachse) oder Potential
F-A	Potential (Absenkungshöhe)

Bild 1.12. Randbedingungen

Zur Lösung praktischer Probleme wird die Grundwasserströmung normalerweise als ebenes Problem betrachtet. Wenn die Geometrie und die Randbedingungen von der 2-D-Nachbildung des Systems stark abweichen und die realistische Porenwasserdruckverteilung für die Modellierung eine wesentliche Rolle spielt, ist eine 3-D-Grundwasserberechnung sinnvoll.

Bei Grundwasserberechnungen können die gewählten Randbedingungen die Berechnungsergebnisse maßgebend beeinflussen und müssen unter Berücksichtigung geotechnischer und geometrischer Aspekte festgelegt werden. Die Randbedingungsarten für übliche Baugruben- oder Böschungsberechnungen sind in Bild 1.12. dargestellt.

Eine wichtige Frage bei der Festlegung der Randbedingungen ist die Größe des zu modellierenden Gebietes, hier also die Abschätzung der Reichweite R . Diese entspricht der Lage des Modellrands C-D in Bild 1.12., der den ungestörten Grundwasserzustand darstellt. Für die Berechnung einer stationären Grundwasserströmung bei rotationssymmetrischen Problemstellungen kann als erste Annäherung die empirische Formel von Sichardt angewendet werden:

$$R = 3.000 s \sqrt{k} \quad (\text{Gl. 1.1})$$

mit: Absenktiefe $s = h_0 - h_1$ (m) und Durchlässigkeitsbeiwert k (m/s).

Für einen senkrecht zum Vertikalschnitt unveränderlichen Strömungszustand darf die Reichweite nach Feldversuchen des U.S. Army Corps of Engineers ([23], S. 139) mit

$$R = 1.500 s \sqrt{k} \text{ bis } R = 2.000 s \sqrt{k} \quad (\text{Gl. 1.2})$$

eingesetzt werden. Da Grundwasserabsenkungen i. A. nichtstationäre Vorgänge sind, kann die Reichweite auch zeitabhängig in die Berechnung eingeführt werden:

$$R = \eta \sqrt{\frac{k h_1 t}{n^*}} \quad (\text{Gl. 1.3})$$

mit: der Tiefe der Absenkung h_1 (m), der Absenkungszeit t (s), der effektiven Porosität n^* (ca. 0,15 für Sand, 0,10 für Schluff und 0,05 für Ton) und dem dimensionslosen Beiwert η , mit dem die Geometrie des Problems und die Anisotropie des Bodens berücksichtigt werden. Gl. 1.3 gilt für ungespannte Grundwasserleiter. Die Größe des Beiwerts η kann dem Diagramm in Bild 1.13. entnommen werden.

Der auf Grundlage der abgeschätzten Reichweite zu berücksichtigende Ausschnitt des Baugrunds zur Grundwasserberechnung kann wesentlich größer sein als der für die Spannungsberechnung erforderliche Berechnungsausschnitt (r_1 in Bild 1.14.). Zur Reduzierung des Randabstands für die Grundwasserberechnung dürfen Ersatzrandbedingungen nach Bild 1.14. angewendet werden. Dabei muss beachtet werden, dass der in Bild 1.14. prinzipiell dargestellte „Bereich der Spannungsberechnung“ nicht verzerrt werden darf.

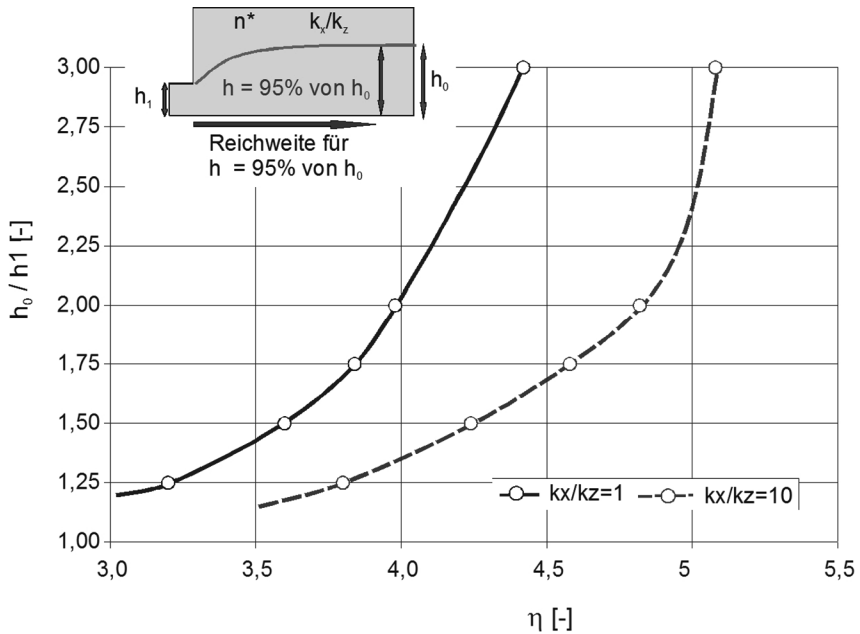


Bild 1.13. Beiwert für die Ermittlung der Reichweite

$$k_{\text{ersatz}} = k \frac{r_2}{r_3} \quad \text{Grundwasserströmung in vertikaler Ebene} \quad (\text{Gl. 1.4})$$

$$k_{\text{ersatz}} = k \frac{\ln(r_2/r_1)}{\ln(r_3/r_1)} \quad \text{radiale Grundwasserströmung} \quad (\text{Gl. 1.5})$$

(rotationssymmetrische Problemstellung)

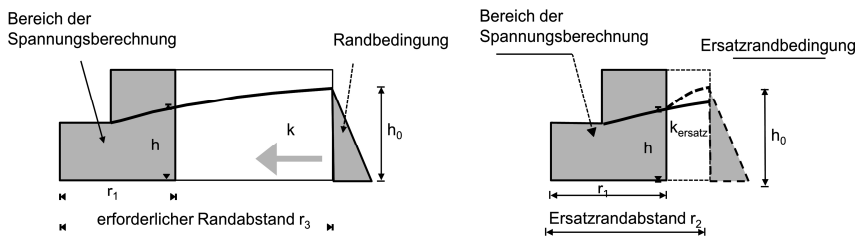


Bild 1.14. Ersatzrandbedingungen für stationäre Grundwasserberechnungen

1.4.3 Undränierter und dränierter Analyse

Bei schneller Belastung bzw. Entlastung eines wassergesättigten Bodens geringer Durchlässigkeit wird die Zusatzlast infolge der im Vergleich zum Korngerüst vergleichsweise hohen Kompressionssteifigkeit des Porenwassers komplett von Letzterem aufgenommen und verursacht Porenwasserüber- bzw. -unterdrücke (undränkter Anfangszustand). Diese gehen erst mit der Zeit in Form von effektiven Spannungen auf das Korngerüst über (Konsolidationsprozess), bis der dränierter Endzustand ohne Porenwasserüberdrücke erreicht ist. Mit den effektiven Spannungen ändert sich auch die Scherfestigkeit des Bodens (Erhöhung bei Belastung, Verminderung bei Entlastung). Daher ist z. B. bei Aushubvorgängen (Entlastung) wie der Herstellung von Böschungen (Einschnitt) oder Baugruben im Allgemeinen der Endzustand, bei Dammschüttungen oder Fundamenten (Belastung) auf bindigen Böden dagegen häufig der Anfangszustand für die Standsicherheit maßgebend.

Die Entscheidung, ob dränkter oder undränkter Materialverhalten vorherrscht, hängt hauptsächlich von der Durchlässigkeit des Untergrunds, der Belastungsgeschwindigkeit und den Dränagewegen ab. Vermeer und Meier [49] schlagen deshalb für Baugrubenberechnungen den dimensionslosen Zeitfaktor T_v aus der Terzaghi'schen Konsolidationstheorie als Entscheidungshilfe vor:

$$T_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t \quad (\text{Gl. 1.6})$$

Darin sind: γ_w die Wichte des Porenwassers, E_s der Steifemodul und k der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens. D bezeichnet den längsten Dränageweg in der betrachteten Schicht, und t ist die Bauzeit. Für $T_v < 0,01$ (Konsolidierungsgrad $U < 10\%$) überwiegen demnach undränkter Verhältnisse, für $T_v > 0,4$ ($U > 70\%$) dränkter Verhältnisse.

Im Zweifelsfall sind sowohl der undränkter als auch der dränkter Fall zu untersuchen. Falls erforderlich, können mit einer gekoppelten Analyse sowohl der undränkter Anfangszustand, der Konsolidationsprozess und der dränkter Endzustand erfasst werden (siehe Kapitel 1.4.4).

Eine undränkter Berechnung kann entweder mit totalen Spannungen unter Berücksichtigung der undränkter Scherfestigkeit und undränkter Steifigkeitsparameter ($E_u, \nu_u \sim 0,495$ bis $0,499$) und somit ohne explizite Berechnung von Porenwasserdrücken oder aber mit effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken als Variablen erfolgen. Bei letzterer Berechnung in Kombination mit der Verwendung von effektiven Scherparametern ist der Einsatz hochwertiger Stoffgesetze zu empfehlen, um die

undrÄnirte Scherfestigkeit, die sich in diesem Fall aus dem Stoffgesetz ergibt, nicht zu überschätzen. Als Entscheidungshilfe, welche Variante im Einzelfall anzuwenden ist, wird auf [56] verwiesen. Der Dilatanzwinkel ist in der Regel zu Null zu setzen (vgl. Bild 1.6.), um keine unrealistischen Porenwasserunterdrücke und damit eine zu hohe Scherfestigkeit zu erzeugen.

Der Abstand zum seitlichen Modellrand muss bei undrÄnirten Berechnungen infolge des volumentreuen Verformungsverhaltens des Baugrunds grÖßer als bei drÄnirten Berechnungen gewÄhlt werden. Die berechneten Verformungen kÖnnen ansonsten eine unrealistische Verteilung zeigen. Als Mindestwert wird das 4- bis 5-Fache der Abmessungen der modellierten Struktur (z. B. Fundamentbreite, Baugrubentiefe bzw. -breite) empfohlen.

Bei der Modellierung von undrÄnirtem Bodenverhalten ist aufgrund der vielfÄltigen FehlermÖglichkeiten im Zusammenhang mit der Vielzahl der EinflussgrÖßen (totale/effektive Spannungsanalyse, drÄnirte/undrÄnirte Parameter fÜr die Scherfestigkeit/Steifigkeit, Stoffgesetz, Dilatanz) erhÖhte Vorsicht geboten und eine verstärkte Kontrolle der Ergebnisse durchzufÜhren.

1.4.4 Konsolidation (gekoppelte Analyse)

In bestimmten FÄllen ist fÜr die zu modellierenden Baumaßnahmen eine realistische Simulation der zeitlichen Entwicklung der wirksamen Spannungen und der Verformungen von Bedeutung, z. B. bei:

- Verformungen des weichen Baugrunds,
- Hebungen der Baugrubensohle und Langzeitsetzungen der Bauteile,
- progressivem BÖschungsbruch,
- BerÜcksichtigung der zeitbegrenzten undrÄnirten Zustände und Abschätzung der Stabilität temporärer BÖschungen und
- Umverteilung der StÜtzkrÄfte in mehrmals gestÜtzten Baugrubenumschließungen (besonders in Bezug auf die Auswertung baubegleitender Messungen).

In diesen FÄllen ist es notwendig, eine nichtstationäre gekoppelte Analyse durchzufÜhren, welche die durch Änderung des Spannungszustands im Boden auftretenden zusÄtzlichen PorenwasserÜberdrücke ermittelt. Durch eine nichtstationäre Berechnung kann die zeitliche Porenwasserdruckentwicklung realistisch simuliert und die EffektivitÄt von DrÄnagemaßnahmen realistisch ermittelt werden. Die Nachteile dieser Analyse bestehen darin, dass eine Abschätzung fÜr die sich zeitlich verÄndernden Randbedingungen nÖtig ist. FÜr die Wahl der hydraulischen Randbedingungen gilt

auch hier Kapitel 1.4.2.2, wenn die Berechnung auf totalen Porenwasserdrücken basiert. Manche Programme arbeiten mit einer Trennung von stationären Porenwasserdrücken und Porenwasserüberdrücken. Für Letztere sind dann zusätzliche Randbedingungen definiert.

Es werden Elemente mit Verschiebungs- und Porenwasserdruckfreiheitsgraden verwendet. Neben der räumlichen Diskretisierung mit Finiten Elementen muss das zu lösende Gleichungssystem noch über die Zeit integriert werden. Hierzu wird die Konsolidationszeit in einzelne Zeitschritte Δt zerlegt. Zur Vermeidung von Oszillationen der berechneten Porenwasserdrücke müssen die Zeitschritte innerhalb der Konsolidationsberechnung ausreichend groß sein. Ursache ist die Singularität in der Anfangsverteilung des Porenwasserdruckes am dränierten Modellrand bzw. an der Grenze zwischen Schichten mit sehr unterschiedlichen Durchlässigkeitsbeiwerten. In der Literatur werden Ansätze zur Ermittlung der Untergrenze für die Konsolidationszeitschritte für verschiedene Randbedingungen angegeben, z. B. in [50] für den eindimensionalen Fall mit gesättigtem, elastischem Boden:

$$\Delta t \geq \frac{1}{\alpha} \frac{\gamma_w \cdot (\Delta l)^2}{\beta \cdot E_s \cdot k} \quad (\text{Gl. 1.7})$$

Darin sind: γ_w die Wichte des Porenwassers, E_s der Steifemodul und k der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens. Δl bezeichnet eine typische Elementlänge, der Parameter β ist abhängig vom verwendeten Zeitintegrationsverfahren. Meist wird ein implizites Verfahren verwendet ($\beta = 1$). α ist abhängig vom Elementtyp (z. B. $\alpha = 6$ für 1-D-Elemente mit linearem Ansatz für den Porenwasserdruck). Die Gleichung kann auch für 2-D- und 3-D-Probleme angewendet werden. Im Idealfall beinhaltet die verwendete FE-Software eine automatische Zeitschrittsteuerung.

1.4.5 Kluftwasserströmung

Bei Modellen zur Beschreibung von Kluftwasserströmungen im Fels kann man zwischen diskontinuierlichen und kontinuierlichen (homogenen) Modellen unterscheiden. Die Wasserdurchlässigkeit des Gesteins ist in der Regel im Vergleich zu derjenigen der Trennflächen so gering, dass man sie für praktische Fragestellungen vernachlässigen kann. Lediglich bei Fels mit verhältnismäßig großem Porenvolumen und miteinander in Verbindung stehenden Poren (z. B. poröse Sandsteine) sollte sie berücksichtigt werden [57].

Beim homogenen Modell wird angenommen, dass der Fels homogen durchströmt wird, und die Durchlässigkeit der einzelnen Trennflächen

wird auf den betrachteten Gebirgskörper umgerechnet oder „verschmiert“. Durch diese kontinuumsmechanische Herangehensweise ist diese Methode mit der FEM kompatibel. Mit einem Durchlässigkeitsbeiwert k_t in einer Trennfläche, einem Abstand der wasserführenden Trennflächen d und der Öffnungsweite a ergibt sich für die Durchlässigkeit des Gesamtquerschnitts parallel zur Richtung dieser Trennflächenebene:

$$k_{\text{Ersatz}} = k_t \cdot \frac{a}{d} \quad (\text{Gl. 1.8})$$

Bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes k_t in den Trennflächen muss man zwischen offenen und mit Bodenmaterial gefüllten Trennflächen unterscheiden. Für einen mit Boden der Durchlässigkeit k_f gefüllten Spalt gilt $k_t = k_f$, für den offenen Spalt ergibt sich k_t nach dem Widerstandsgesetz von Poiseuille für die laminare Parallelströmung bzw. nach Louis für nichtparallele Strömungsverhältnisse bei raueren Trennflächenwandungen. Wird ein Fels von mehreren Trennflächenscharen durchzogen, ergibt sich die Gesamtdurchlässigkeit aus einer Addition der Durchlässigkeits-tensoren der einzelnen Trennflächen.

Bei einer diskontinuierlichen Modellierung werden die Trennflächenscharen mit ihrem Abstand und ihrer Neigung diskret im Modell abgebildet, und die Sickerströmung findet in den Trennflächen statt. Dieses Verfahren kann z. B. bei der Abbildung nur weniger, weitständiger Trennflächen oder nur einer Störungszone im Rahmen der FE-Methode verwendet werden. Die Trennflächen werden bei der Modellbildung im Netz berücksichtigt, wobei ggf. eine Ersatzöffnungsweite a_E der Trennflächen im Modell verwendet werden kann, um eine gröbere Vernetzung zu ermöglichen. Die Durchlässigkeit einer Trennfläche ist dann entsprechend zu modifizieren:

$$k_{\text{Ersatz}} = k_t \cdot \frac{a}{a_E} \quad (\text{Gl. 1.9})$$

Die angegebenen Beziehungen zur Ermittlung der Ersatzdurchlässigkeit setzen jeweils voraus, dass der Potentialgradient i parallel zur Trennfläche gerichtet ist. Ist der Gradient i dagegen senkrecht zu den Trennflächen gerichtet, tragen diese nicht zur Durchströmung bei. Diese Richtungsabhängigkeit lässt sich durch entsprechende Tensortransformationen berücksichtigen.

1.4.6 Bestimmung der Durchlässigkeit

Der Durchlässigkeitsbeiwert ist neben den Fluideigenschaften von der relativen Größe der Hohlräume (Poren, Klüfte usw.) im Boden bzw. Fels sowie von der Bodenstruktur und -textur abhängig.

Eine genaue Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes erfolgt durch Felduntersuchungen (Probeabsenkung, Pumpversuche, instationäre hydraulische Bohrlochversuche oder Drucksondierungen mit Messung des Porenwasserdrucks (CPTU-Dissipationstest)).

Laborversuche (Durchflussversuche) zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts müssen so gut wie möglich den natürlichen Bodenzustand und die Grundwasserströmungsbedingungen reproduzieren. Dennoch können die im Labor ermittelten k -Werte von den tatsächlichen Werten signifikant abweichen.

Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen oder Felduntersuchungen verfügbar sind, kann der Durchlässigkeitsbeiwert als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen bzw. aus Korrelationen zur Kornverteilung (z. B. Formel von *Hazen* für Sand) abgeschätzt werden.

Ist mithilfe dieser Verfahren ein genauer k -Wert nicht zu ermitteln, empfiehlt es sich, die Grundwasserberechnung mit einem minimalen und einem maximalen k -Wert der Hauptbodenart durchzuführen.

Natürlich abgelagerte Böden (Sedimente) besitzen aufgrund ihrer Struktur sowie vor allem ihrer geologischen Entstehungsgeschichte mit wechselnder Ablagerung von grob- und feinkörnigeren Schichten häufig eine horizontal deutlich höhere Durchlässigkeit als vertikal.

Die Durchlässigkeit klüftiger Grundwasserleiter muss durch Sonderuntersuchungen, z. B. durch Erkundung der Trennflächeneigenschaften (Neigungen, Abstände, Öffnungsweite, Füllung) in Kombination mit den oben genannten Felduntersuchungen ermittelt werden.