

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt, R. Floss

Heft 31

**Ein Teilsicherheitsmodell für die
Bemessung einer verankerten
Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand**

Johannes Bauer

München 2002

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand

Johannes Bauer

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs
genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch
Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. R. Floss
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach
Technische Universität Darmstadt

Die Dissertation wurde am 9.12.1999 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 11.12.2000 angenommen.

Vorwort der Herausgeber

Wer Baugrubenwände zu bemessen hat, also ihre Einbindetiefe, Verankerung und Biegetragfähigkeit festzulegen hat und Nachweise des horizontalen Gleichgewichts, der Verankerungslängen, der tiefen Gleitfuge, der Geländebruchsicherheit und des Erdaufagers am Wandfuß zu führen hat, kennt das Unbehagen darüber, dass den verschiedenen Nachweisen kein homogenes Sicherheitskonzept zugrunde liegt.

Mit Einführung des neuen europäischen Normungssystem wird die Situation nicht einfacher. Noch ist nicht auf breiter Basis erprobt, wie der Grundgedanke des neuen Systems, mit Hilfe von Partialsicherheitsbeiwerten eine einheitliche, geringe Versagenswahrscheinlichkeit für alle Teilsysteme eines Bauwerks zu erreichen, im Detail auf Bauwerke wie eine verankerte Baugrubenwand anzuwenden ist.

Johannes Bauer hat im Schrobenshausener Familienunternehmen seit vielen Jahren im Zuge von Kalkulation und Ausführungsplanungen im nationalen und internationalen Bereich mit der Berechnung von Baugrubenwänden zu tun gehabt und das auch bei ihm entstandene, oben angesprochene Unbehagen konstruktiv umgesetzt. Die vorliegende Arbeit leistet einen wichtigen Beitrag zu der in diesem Zusammenhang zwingend erforderlichen Diskussion.

Sie enthält drei Teile, die auch unabhängig voneinander verwendbar sind:

- Unter der Prämisse, dass das neue Teilsicherheitskonzept primär dazu dient, in der gekoppelten Anwendung mehrerer Partialsicherheitsbeiwerte eine einheitlich geringe Versagenswahrscheinlichkeit sicherzustellen, bestehen gewisse Freiheitsgrade bei der Zuordnung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungen, Bodenkenngrößen und Widerstände aus geschnittenen Bauteilen. Herr Bauer nutzt Festlegungen aus den Normungsbereichen Stahl und Beton, um das darin festgelegte und damit offensichtlich allgemein anerkannte Niveau der Versagenswahrscheinlichkeit für drei Sicherheitsklassen: außergewöhnlicher Zustand, eingeschränkter Tragsicherheitszustand und allgemeiner Tragsicherheitszustand, zu ermitteln. Danach schlägt er Nachweiskombinationen vor, bei denen wesentlich von 1 verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte entweder den beteiligten Bauteilen oder dem Boden (den Bodenkennwerten für die Scherfestigkeit) zugewiesen werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationen sind so gewählt, dass sie die gewünschte geringe Versagenswahrscheinlichkeit sicherstellen. Bei Projektbearbeitungen in anderen Normungsbereichen sind Anpassungen der Teilsicherheitsbeiwerte derart möglich, dass das dann zu erfüllende Niveau der Versagenswahrscheinlichkeit erreicht wird.

- Es wird ein Modell zur Berechnung von Baugrubenwänden vorgestellt, mit dem einheitlich das Gleichgewicht der horizontalen und vertikalen Kräfte sowie der Momente nachgewiesen, die erforderlichen Ankerlängen bestimmt und der Geländebruchnachweis geführt werden können. Die Nachweise im Boden werden mit Starrkörpermodellen geführt, bei denen sinnvoll eingeschränkte geometrische Variationen vorgenommen werden, um z.B. die einzuhaltenden Extremwertbedingungen bei der Ermittlung des Erdwiderstandes am Wandfuß oder der Ankerlängen zu erfüllen bzw. zu kontrollieren, dass der Erddruck auf der Wandrückseite nicht kleiner als der aktive Erddruck ist. Um die Effizienz des Verfahrens zu optimieren, sind einige Vereinfachungen vorgenommen worden, die erläutert werden. Um Erddruckumlagerungen zu ermöglichen, kann zwischen Wand und Boden ein Federkörper zwischengeschaltet werden. Der darin wirksame Bettungsmodul steuert den Umfang von Umlagerungen.

Das Modell stellt in mancher Hinsicht eine schlüssige Alternative zu gebräuchlichen Berechnungsverfahren dar, wie sie in vielen, oft empirisch gewachsenen Regelungen der EAB festgehalten sind, und kann die Diskussion im entsprechenden Arbeitskreis beleben. Es ist Grundlage eines EDV-Rechenprogrammes, das von Dritten einfach angewendet werden kann, und die Ergebnisse können nachvollzogen, verglichen und zur Diskussion gestellt werden.

- Der dritte Teil der Arbeiten stellt besondere Beispiele dar, die jedes für sich interessant sind und sehr zur Beschäftigung mit den Fährnissen bei der Berechnung von Verbauwänden anregen.

Mit der Veröffentlichung der vorgelegten Schrift in der Mitteilungsreihe am Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München möchten wir den konstruktiven Ideen des Autors, die dem eingangs erläuterten Unbehagen entgegenwirken, die gebotene Verbreitung ermöglichen, damit sie in der notwendigerweise zu führenden allgemeinen Diskussion verfügbar sind.

München, im Mai 2002

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Rudolf Floss

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit bei der Bauer Spezialtiefbau GmbH. Ziel war es ein konsistentes Sicherheitsmodell zu finden, das ermöglicht, mit unterschiedlichen Baunormen und Vorschriften in einheitlicher Weise zu rechnen. Diese Forderung ergab sich aus der Tatsache, daß häufig je nach verwendeter Norm die Ergebnisse bei statischen Berechnungen bei ein und demselben Projekt sehr stark streuten. Es war dabei schwer zu erkennen, ob die Ursache in einem anderen Sicherheitsniveau oder in einer fehlerhaften Interpretation der Norm zu finden ist. Da auch die Berechnungsansätze in den Normen in Sonderfällen teilweise sehr große Unterschiede aufweisen, mußte ein konsistentes Berechnungsmodell gesucht werden, das die Erfahrungen und Annahmen der verschiedenen Normen berücksichtigt.

Meinem Doktorvater Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing E.h. Rudolf Floss möchte ich herzlich danken für seine sehr menschliche Unterstützung bei der Fertigstellung der Arbeit und dafür daß er sich immer Zeit genommen hat, wenn es erforderlich war. Auf Grund der Komplexität des Themas und der Zielsetzung war es schwierig einen so engagierten Doktorvater zu finden.

Mein Dank gilt auch dem Vorsitzenden der Prüfungskommission Herrn Professor Dr.-Ing. Konrad Zilch und dem 2. Prüfer Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach für die Beurteilung der Arbeit und die Durchführung der Prüfung.

Meinem verstorbenen Bruder Dr.-Ing. Andreas Bauer, der die Fertigstellung leider nicht mehr erleben durfte, und meinem Bruder Dr.-Ing. Sebastian Bauer danke ich für die vielen langen Fachgespräche.

Meinem Bruder Professor Dipl.-Kaufmann Thomas Bauer und meinem Onkel Professor Dr. Christoph Zenger, Ordinarius für Informatik, möchte ich für die vielen interdisziplinären Diskussionen danken. Aus diesen Gesprächen ergaben sich wesentliche Erkenntnisse für die Arbeit.

Meinem Vater danke ich für das häufige Korrekturlesen, die vielen Diskussionen zu Formulierungen und für seine intensive, unschätzbare Unterstützung.

Ein spezieller Dank auch meinen Freunden, meinen Schwiegereltern, meiner Schwester Elisabeth und meiner Mutter die mich moralisch unterstützt und bei mancher Frustration ertragen haben.

Abschließend möchte ich meiner Frau Silvia und meinen Kindern Johannes, Stephanie, Franziska und Wolfgang dafür danken, daß sie mir all die Jahre oft lange zugehört haben. Dieses war mit Sicherheit nicht leicht. Dadurch, daß sie hinter mir gestanden sind, wurde diese Arbeit erst möglich.

Johannes Bauer

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Grundsätze für eine sichere Dimensionierung von Ingenieurbauwerken ..	4
2.1	Sicherheitsmodell und Berechnungsmodell für die Untersuchung von Ingenieurbauwerken	4
3	Definition des Sicherheitsmodells und Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte	10
3.1	Allgemeine Grundlagen	10
3.2	Teilsicherheitsbeiwerte für das Spannungsversagen von Bauteilen	15
3.3	Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit und der Versagensform entsprechend DIN 18800 [11], EC 2 [13] und DIN 1045	17
3.4	Definition der p%–Fraktilen und des Variationskoeffizienten für Bodenkenngrößen	21
3.5	Gleichgewichtsversagen	24
3.6	Beschreibung des Sicherheitsmodells mit allen Nachweisen	26
4	Entwicklung eines Modells für die Berechnung einer Baugrubenwand	33
4.1	Beschreibung des mechanischen Modells	33
4.1.1	Vergleich der Berechnungsmodelle	36
4.1.1.1	Nachweis in der tiefen Gleitfuge	36
4.1.1.2	Nachweis des Verpreßkörpers hinter dem aktiven Gleitkeil	37
4.1.1.3	Nachweis des Gleitkreises mit Lamellen nach DIN 4084	37
4.1.1.4	Nachweis mit Starrkörpern nach DIN 4084–100	37
4.1.1.5	Mögliche Sicherheitsdefinitionen für das vorgeschlagene Modell	39
4.1.2	Ablaufschema einer Berechnung	40
4.2	Ermittlung der Eingangswerte Erddruck und Wasserdruck	44
4.2.1	Festlegung der erdseitigen Grenzwerte des Erddrucks und des Wasserdrucks	44
4.2.1.1	Bestimmung des erdseitigen Wasserdrucks	44
4.2.1.2	Ermittlung des erdseitigen Erddrucks	44
4.2.1.3	Bestimmung der horizontalen Spannungsgrenzwerte des Erddrucks	46
4.2.1.4	Bestimmung der vertikalen Spannungen der Erdseite zur Erddruckermittlung	46
4.2.2	Festlegung der baugrubenseitigen Grenzwerte des Erddrucks und des Wasserdrucks	48
4.2.2.1	Bestimmung des baugrubenseitigen Wasserdrucks	48
4.2.2.2	Bestimmung des passiven Grenzwertes des baugrubenseitigen Erddrucks	48
4.3	Berechnung der Wand	49
4.3.1	Gewähltes statisches System	50

4.3.2	Grenzen für die Umlagerung des erdseitigen Erddrucks	52
4.3.3	Grenzen für die Umlagerung des baugrubenseitigen Erddrucks	56
4.3.4	Definition der Zielfunktion der Berechnung	57
4.3.5	Berechnung der Einspannung	57
4.3.6	Berücksichtigung von Ankerkräften	58
4.4	Bestimmung der Ankerlänge und der Normalkraft in der Wandachse	59
4.4.1	Bestimmung der maximalen Normalkraft am Wandfuß	59
4.4.2	Kontrolle der Ankerkräfte und Bestimmung der Ankerlänge	60
4.4.2.1	Nachweis der Ankerlänge und Bestimmung von $X_{v,p}$ mit einer gebrochenen Gleitfläche	60
4.4.2.2	Wahl des Punktes P_1	64
4.4.3	Bestimmung der minimalen Normalkraft	65
5	Schlußfolgerungen	68
A	Anhang	69
A.1	Beispiel: Einspannung der Wand ohne zusätzliche Maßnahmen	69
A.1.1	Gleichgewicht der horizontalen Erddrücke am Wandfuß	72
A.2	Beispiel: Einlagig verankerte Wand mit Grundwasser und Dichtungssohle	75
A.3	Beispiel: dreilagig verankerte Wand mit Grundwasser in rolligem Boden	81
A.4	Beispiel: Auffüllung über Seeton mit Verankerung und Aussteifungssohle	92
A.4.1	Lösung 1: HDI–Sohle ohne Auftriebssicherung	95
A.4.2	Lösung 2: HDI–Sohle mit Auftriebssicherung und kurzer Wand	101
A.4.3	Lösung 3: HDI–Sohle mit Auftriebssicherung und langer Wand	107
A.4.4	Vergleich der Lösungen 1, 2 und 3	111
A.5	Betrachtung zur Bestimmung der Minima bei der Ankerberechnung mit der Bruchkörpermethode	112
A.6	Beispiel für die unzureichende Ermittlung des passiven Erddrucks bei einer Sohle unter Auftrieb	113
A.7	Beispiel für den Nachweis von auftriebssichernden Elementen	115
B	Tabellen	116
B.1	Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten, der $p\%$ –Fraktile und des Restrisikos	116
C	Formelzeichen und Kurzzeichen	123
D	Literatur	126

1 Einleitung

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines konsistenten Teilsicherheitsmodells, dessen Anwendung an einem geschlossenen Berechnungsmodell für eine verankerte Baugrubenwand dargestellt wird.

Das Bestreben im Baubereich ein konsistentes Bemessungsmodell zu erhalten, führte 1981 zur Erarbeitung und Veröffentlichung der "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSiBau)" [1]. Bei der Erstellung des Konzepts wurden die Grundsätze für die Sicherheitsdefinition auf der Basis einer probabilistischen Teilsicherheitstheorie festgelegt. Dieses Sicherheitskonzept liegt vom Grundsatz her auch den neuen europäischen Normen Eurocode 1 bis 9 zugrunde.

Mit der Bildung des europäischen Binnenmarktes am 31. Dezember 1992 war es auf Grundlage der Römischen Verträge erforderlich, die Rechts- und Verwaltungsvorschriften zu harmonisieren. Zur Gestaltung der Normen im Baubereich wurde der CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" beauftragt. Der Grundbau wird im Eurocode 7 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik" behandelt. Dieser Arbeit liegt die deutsche Fassung des Eurocode 7 die DIN V ENV 1997-1 [15] (kurz EC 7) zugrunde.

Zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus des EC 7 [15] wurden an ausgewählten Beispielen vergleichende Berechnungen mit den nationalen gültigen Normen durchgeführt [36] . Die Ergebnisse weisen extreme Streuungen - größer 50% - auf. Die Gründe hierfür sind in folgenden Punkten zu sehen:

- Unterschiede in der Sicherheitstheorie
- Unterschiede in den Berechnungsmodellen
- Unterschiedliche Interpretation des EC 7

Hier wird nun ein konsistentes Teilsicherheitsmodell mit einem Berechnungsmodell entwickelt, das eine einheitliche Interpretation der Sicherheit ermöglicht. Die Teilsicherheiten werden aus den Normen mit dem Modell hergeleitet. Durch das aufwendigere Berechnungsmodell kann auf bisher notwendige Korrekturfaktoren infolge von Vereinfachungen bei den weniger komplexen Modellen verzichtet werden.

Das Rechnen mit Teilsicherheitsbeiwerten ist im Grundbau an sich nichts Neues, da die Sicherheitsbeiwerte nach der Fellenius-Regel z.B. in DIN 4017 [6] im klassischen Sinn als Teilsicherheitsbeiwerte anzusehen sind.

In Abschnitt 3 wird die Herleitung von Teilsicherheitsbeiwerten im Rahmen des gewählten Sicherheitsmodells dargestellt. Bei dem in der Arbeit gewählten Ansatz muß der Teilsicherheitsbeiwert auf ständige Lasten 1,0 sein, da es sonst zu widersprüchlichen Ergebnissen kommen kann. Die Streuung von ständigen Lasten ist dann durch die Definition eines minimalen und maximalen Wertes zu berücksichtigen. Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse wird ein Modell aufgezeigt, das die Bemessung einer Baugrubenwand, sowohl mit der Finite-Element-Methode als auch mit Einzelnachweisen ermöglicht. Die Arbeit befaßt sich mit dem Einzelnachweisverfahren, da dies für eine Optimierung einfacher ist.

Bei der Finite-Element-Methode wird für eine Konstruktion das statische System in einem einzigen Gleichungssystem abgebildet, das in seiner Gesamtheit gelöst wird. Dagegen wird beim Einzelnachweisverfahren das System in Subsysteme geschnitten. Dies hat zur Folge, daß für ein Teilsystem das jeweils geeignete Berechnungsverfahren gewählt wird und damit auch in Teilsystemen optimiert werden kann. Hierbei ist aber generell zu prüfen, daß die Randbedingungen an den Schnittgrenzen eingehalten werden. Vorteil dieser Methode ist, daß für die relativ einfachen Subsysteme die Möglichkeiten der Optimierung wesentlich besser erkannt werden können. Ein Nachteil ist, daß bei ungünstiger Schnittführung die Randbedingungen der Subsysteme teilweise nur eine geringe Konvergenz aufweisen.

Im Anhang werden zwei Beispiele aus der Praxis dargestellt, bei denen es während der Bauausführung zu größeren Verformungen kam, da die bisherigen Berechnungsmethoden bei der Komplexität der Situation zu teilweise unzureichenden Nachweisen geführt haben. Mit dem neuentwickelten Modell wird gezeigt, daß die Standsicherheit für die gewählte Konstruktion nicht ausreichend war. Die zu beachtenden Regeln und Systemeinschränkungen verringern sich sehr stark, gleichzeitig erhöht sich die Anzahl der zu berechnenden Variationen erheblich. Der vermehrte Rechenaufwand ist aber durch die heute zur Verfügung stehenden Computer in einer angemessenen Zeit zu lösen. Die Ergebnisse sind mit einer Handrechnung überprüfbar.

Die Qualität eines geotechnischen Bauwerks wird durch drei Faktoren wesentlich beeinflusst:

- Genauigkeit der Beschreibung des Bodens und der Randbedingungen
- Sicherheitstheorie und Berechnungsmodell
- Güte der Bauausführung

In der vorliegenden Arbeit wird davon ausgegangen, daß die Beschreibung des Bodens und der Randbedingungen, sowie auch die Güte der Bauausführung dem Stand der Technik ent-

sprechen. Das Sicherheitsmodell berücksichtigt die genormte Streuung der Bodenkenngrößen und die Festigkeiten der Baustoffe. Unsicherheiten bei den Bodenkenngrößen, sowie auch zu erwartende größere Schwankungen bei der Festigkeit der Baustoffe, sind gesondert zu berücksichtigen.

Von einem Berechnungsmodell ist zu fordern, daß es auf der Grundlage vorgegebener Randbedingungen eindeutige Aussagen darüber zuläßt, ob eine Konstruktion als standsicher zu bezeichnen ist oder nicht. Regeln bei Berechnungsmodellen, die dazu führen können, daß die Gleichgewichtsbedingungen nicht generell erfüllt werden, sind durch zusätzlich zu berechnende Schnitte zu ersetzen. Dies führt zwangsläufig zu erhöhtem Rechenaufwand, aber auch zur Reduzierung möglicher Fehler.

Bei einem Sicherheitsmodell muß das zulässige Restrisiko auf der sicheren Seite liegen. Notwendige Zuschläge für nicht erkannte Ungenauigkeiten ergeben sich nicht aus dem Modell, sondern aus der Erfahrung. Zuschläge sind erforderlich, weil die Realität nur näherungsweise abgebildet werden kann, da für das Modell Annahmen getroffen und Grenzen festgelegt werden müssen.

2 Grundsätze für eine sichere Dimensionierung von Ingenieurbauwerken

Das Bauen auf der Grundlage von ausschließlich durch Erfahrung bestimmten Regeln war noch bis Mitte des 19. Jahrhunderts üblich. Sakral- und Profanbauten zeugen von großen Leistungen. Die Bauten wurden mit zunehmender Erfahrung immer materialsparender und schlanker.

Durch die Arbeiten von Hook (1625-1703), Jakob Bernoulli (1654-1705), Navier (1785-1836) u.a. wurden die Voraussetzungen geschaffen, die Dimensionierung von Bauwerken zu berechnen. Hierfür war es erforderlich, die auftretenden Belastungen und die Festigkeit der Baustoffe zu bestimmen. Im Jahre 1770 hat Coulomb die Erddrucklehre geschaffen, die vom Grundsatz her auch dieser Arbeit zugrunde liegt.

Anfang des 20. Jahrhunderts wurden die Belastungen und Festigkeiten in Bau-Ordnungen festgelegt. Die Werte waren je nach Land sehr unterschiedlich. Die Schaffung der DIN-Normen vereinheitlichte die Werte. In diesen Normen wurden Berechnungsmodelle und Sicherheitsbeiwerte entsprechend den Erfahrungen und Erkenntnissen bestimmt.

Bei der Gestaltung der europäischen Normen war man bestrebt, die Grenzwerte nicht mehr durch die Erfahrung, sondern vom Grundsatz her durch ein mathematisches Modell zu erfassen, um ein einheitliches Sicherheitsniveau für das gesamte Bauwerk zu erhalten. In den Normen hat es durch entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte seinen Niederschlag gefunden, es wurde jedoch kein spezielles Berechnungsmodell zugrunde gelegt. Die Modelle sind also in der Praxis so zu gestalten, daß die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Aufgrund der Erfahrung zeigt sich, daß sich hierbei einige Konstruktionen ergaben, die stark überdimensioniert und andere, die als nicht ausreichend standsicher anzusehen waren.

An ein allgemein gültiges Sicherheits- und Berechnungsmodell sind zwei grundsätzliche Forderungen zu stellen:

- Das Sicherheitsmodell muß an den Erfahrungen geeicht sein.
- Das Berechnungsmodell muß die Beanspruchungen bzw. Schnittgrößen zuverlässig bestimmen.

2.1 Sicherheitsmodell und Berechnungsmodell für die Untersuchung von Ingenieurbauwerken

Den bisher gültigen Normen liegt ein Sicherheitsmodell zugrunde, das die Sicherheitsbeiwerte im allgemeinen deterministisch aufgrund von Erfahrung festlegt. In der

GruSiBau [1] wird für Ingenieurbauwerke ein Sicherheitsmodell auf der Grundlage einer probabilistischen Teilsicherheitstheorie vorgeschlagen. Dieses Modell ermöglicht es, aufgrund von Annahmen über die Größe und die Streuung von Einwirkungen und Widerständen das Restrisiko des Versagens einer Konstruktion zu bestimmen. Es hat den Vorteil, die Größe der Sicherheitsbeiwerte nicht mehr der Einzelerfahrung zu überlassen, sondern ermöglicht es allgemein die Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen.

In der GruSiBau [1] wird für Einwirkungen und Widerstände als Streuungsfunktion eine normalverteilte Gesamtheit (Gauß-Verteilung) angenommen. Diese Hypothese wird in der vorliegenden Arbeit durch die Annahme ersetzt, daß eine Einwirkung durch einen oberen und unteren Grenzwert zu beschreiben ist.

Der Abgleich mit der Erfahrung – bisherige Regeln und Normen – ist durch einen Vergleich der verschiedenen Berechnungsmethoden bei ausgeführten Bauwerken möglich. Bei sich ergebenden Differenzen (Unter- bzw. Überdimensionierung) sind folgende Ursachen zu betrachten:

- Genauigkeit der Berechnungsmodelle,
- die Streuungsfunktion eines Wertes entspricht nicht dem realen Auftreten,
- die Verformungen sind nicht abschätzbar, da der Abstand zum Bruch zu klein ist,
- das Sicherheitsbedürfnis der Gesellschaft, das nicht unterschritten werden sollte.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind einerseits durch das Modell bestimmt und andererseits durch die Erfahrung. Mit zunehmenden Erkenntnissen über die Stoffgesetze und durch Versuche mit dem probabilistischen Teilsicherheitskonzept wird es möglich, die Streuungsfunktionen sowie auch die nominalen erforderlichen Grenzwerte immer exakter zu bestimmen, so daß auf den aus Erfahrung bestimmten Anteil immer mehr verzichtet werden kann.

Für ein Berechnungsmodell ist zu fordern, daß die Differenz zwischen dem realen Wert und dem errechneten Wert klein ist. Dies kann dadurch erreicht werden, daß die Schnittkräfte in sehr vielen Schnitten ermittelt werden oder durch eine geschlossene Lösung für den Extremwert. In der Bodenmechanik wird sehr häufig mit Starrkörpermodellen gerechnet. Für diese gilt der kinematische Grenzwertsatz, der besagt, daß die ermittelten Kräfte generell auf der unsicheren Seite liegen, es sei denn, die Kinematik ist nicht möglich oder das Momentengleichgewicht kann nicht eindeutig erfüllt werden. Um die Genauigkeit einer Be-

rechnung zu ermitteln, ist für eine unterschiedliche Anzahl an Freiheitsgraden die Kraft und damit der mögliche Fehler zu bestimmen. Mit zunehmender Anzahl der Freiheitsgrade entspricht das Ergebnis immer mehr dem realen Wert, wobei der Fehler immer kleiner wird (vgl. Gußmann [34]).

Somit ergeben sich als weitere Forderungen an ein Berechnungsmodell:

- Bei einem ungenauen Berechnungsmodell muß der Fehler auf der sicheren Seite sein.
- Bei einem Berechnungsmodell, bei dem der Fehler auf der unsicheren Seite liegt, muß gezeigt werden, daß dieser wesentlich kleiner ist als die erforderliche Rechengenauigkeit.

An Hand eines Beispiels werden die Teilsicherheitsbeiwerte für ein nichtlineares Gleichungssystem nach der GruSiBau [1] ermittelt. Es wird das System nach Bild 2.1 betrachtet, da ein Fehler des Berechnungsmodells hier wegen der Einfachheit ausgeschlossen werden kann. Die Auflager A und B sind nicht umkehrbar, das heißt, sie nehmen keine Zugkräfte auf. Die Verbindung der beiden Körper G und P erfolgt durch ein Seil, das durch Rollen umgelenkt wird. Dieses Beispiel wurde gewählt, da man für die Berechnung ein nichtlineares Gleichungssystem erhält. Das System ist stabil, wenn gilt:

$$A = B \geq 0 ; \quad (\text{Gl. 1})$$

$$G - P - 2A = 0 ; \quad (\text{Gl. 2})$$

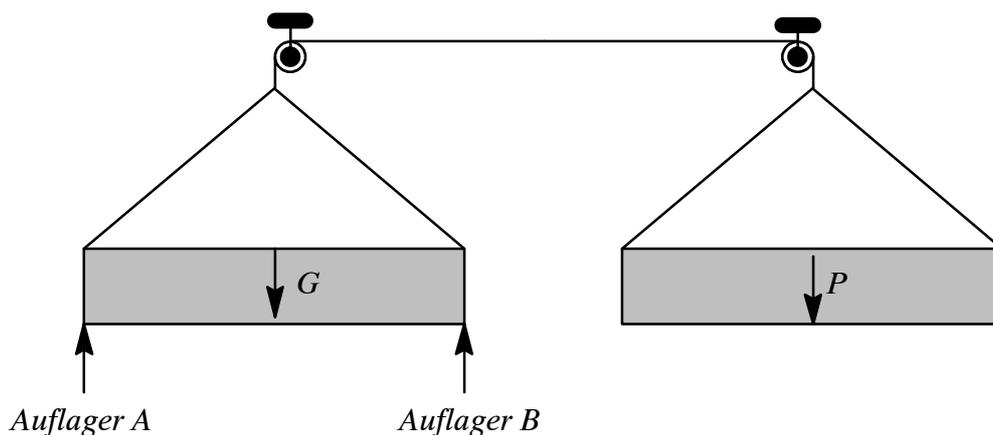


Bild 2.1 System für die Betrachtung des Gleichgewichtsversagens

In der GruSiBau [1] ist das Restrisiko durch einen Sicherheitsindex β festgelegt. Für ständige Einwirkungen wird eine normalverteilte Gesamtheit mit einem Variationskoeffizienten von 10% und einem charakteristischen Wert als 50%-Fraktile angenommen (vgl. Vis-

man U. [35]). Die Streuungsfunktionen ergeben sich somit nach Bild 2.2. Die Gleichungen für die Ermittlung des β -Index werden von Gußmann [34] übernommen.

$$\sigma_P = v_P P ; \quad (\text{Gl. 3})$$

$$\sigma_G = v_G G ; \quad (\text{Gl. 4})$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_G^2} ; \quad (\text{Gl. 5})$$

$$G = M \gamma_G ; \quad (\text{Gl. 6})$$

$$P = \frac{M}{\gamma_P} ; \quad (\text{Gl. 7})$$

$$M_M = G - P ; \quad (\text{Gl. 8})$$

$$\beta = \frac{M_M}{\sigma_M} = \frac{M \gamma_G - \frac{M}{\gamma_P}}{\sqrt{\left(v_P \frac{M}{\gamma_P}\right)^2 + \left(v_G M \gamma_G\right)^2}} = \frac{\gamma_G - \frac{1}{\gamma_P}}{\sqrt{\left(v_P \frac{1}{\gamma_P}\right)^2 + \left(v_G \gamma_G\right)^2}} ; \quad (\text{Gl. 9})$$

Für $v_P = v_G = 0.1$ und $\gamma_G = \gamma_P = \gamma$ (gleiche Streuungsfunktion von P und G) ergibt sich:

$$\beta = \frac{\gamma_P \gamma_G - 1}{v_G \sqrt{(\gamma_P \gamma_G)^2 + \frac{v_P}{v_G}}} = \frac{\gamma^2 - 1}{0.1 \sqrt{\gamma^4 + 1}} ; \quad (\text{Gl. 10})$$

Für den Fall, daß die Last P deterministisch bestimmt wird, ergibt sich $v_G = 0.1$, $v_P = 0,0$ und $\gamma_P = 1.0$. Durch Einsetzen der Randbedingungen in Gl. 9 wird erhalten:

$$\beta = \frac{\gamma_G - 1}{0.1 \gamma_G} ; \quad (\text{Gl. 11})$$

Beim Vergleich der Ergebnisse nach Gl. 10 und Gl. 11 (Tabelle 1) zeigt sich, daß sich für die Last G (Tabelle 1, Spalte 5) wesentlich höhere Teilsicherheitsbeiwerte ergeben, falls die Last P (Tabelle 1, Spalte 4) genau bekannt ist. Für einen Vergleich ist nämlich nicht der Einzelwert sondern das Produkt der Teilsicherheiten maßgebend (Gl. 10). Die genauere Kenntnis der Last P führt damit zu einem geringeren Gesamtsicherheitswert bei gleicher Versagenswahrscheinlichkeit.

In der GruSiBau [1] wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ein β -Index von 5,2 gefordert, und somit ergibt sich für das gewählte System mindestens ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,52 bzw. der reziproke Wert von 0,66. Für Gleichgewichtsversagen wird in DIN 1054 [5] ein Wert von 1.1, im EC 1 [12] ein Wert von 0,9 und im EC 7 [15] ein Wert von

0.95 gefordert. Hierbei ist aber zu beachten, daß sich diese Sicherheiten nicht auf den Mittelwert der Lasten beziehen, sondern auf den Maximalwert, da der korrespondierende Wert jeweils 1,0 ist.

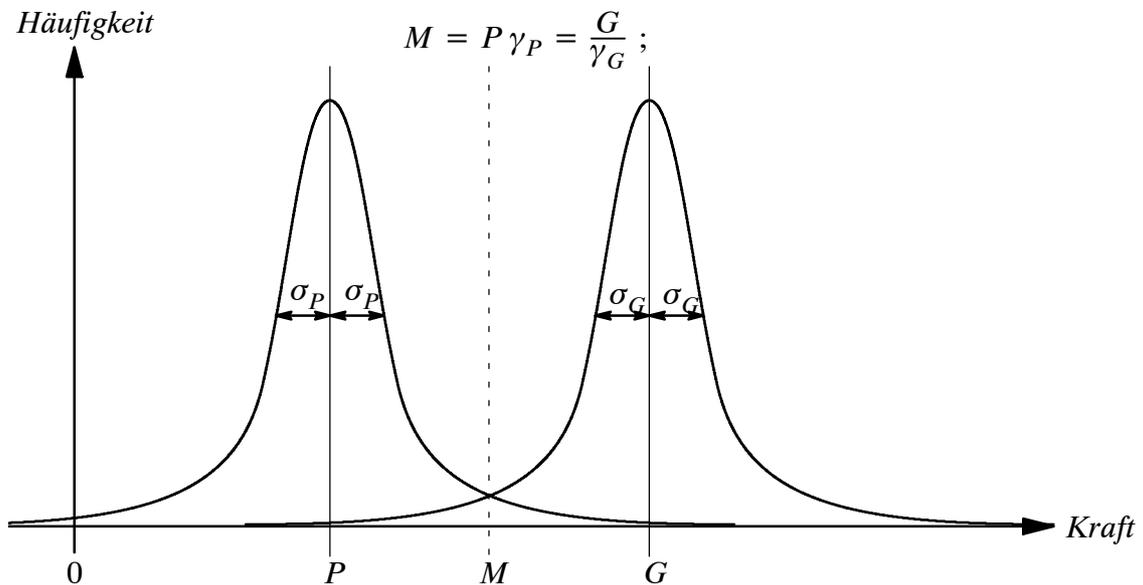


Bild 2.2 Darstellung zur Ermittlung des β -Index für P und G als normalverteilte Gesamtheit in Abhängigkeit des Teilsicherheitsbeiwertes γ

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwert γ in Abhängigkeit vom β -Index					
Spalte	1	2	3	4	5
Zeile	β -Index	Auswertung Gl. 10		Auswertung Gl. 11	
		γ_P	γ_G	γ_P	γ_G
1	5,2	1,52	1,52	1,0	2,08
2	4,7	1,45	1,45	1,0	1,89
3	4,2	1,38	1,38	1,0	1,72
4	3,5	1,30	1,30	1,0	1,54
5	3,0	1,25	1,25	1,0	1,43
6	2,5	1,20	1,20	1,0	1,33
7	2,0	1,15	1,15	1,0	1,25

All diese Sicherheitsbeiwerte weichen sehr stark von dem berechneten Wert ab. Die Ursache hierfür ist darin zu sehen, daß in den Eurocodes zwischen Gleichgewichtsversagen und der Berechnung des Bruchzustandes der Bauteile und des Bodens unterschieden wird.

Die Gleichung Gl. 10 ist dann eindeutig lösbar, wenn einer der beiden Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{..}$ bekannt ist. Ein Teilsicherheitsbeiwert ist somit frei wählbar, um den anderen zu

erhalten. Um die Teilsicherheitsbeiwerte vergleichbar zu machen, ist es notwendig einen immer auftretenden Teilsicherheitsbeiwert zu definieren, nämlich den auf die Einwirkungen bzw. Belastungen. In Abschnitt 3.2 wird hierfür der Wert 1,0 als sinnvoll bestimmt. Ein anderer Wert (größer Null) wäre auch möglich, würde aber vom Verständnis her zu Problemen führen.

3 Definition des Sicherheitsmodells und Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte

3.1 Allgemeine Grundlagen

Das Sicherheitsmodell, das hier entwickelt wird, soll die Belange und Bedürfnisse unterschiedlicher Normen und Vorschriften (Eurocode, DIN etc.) berücksichtigen. Die Herleitung der Teilsicherheiten soll auf einem stochastischen Modell beruhen, das ermöglicht, die Versagenswahrscheinlichkeit der Konstruktion zu bestimmen und die notwendigen Untersuchungen festzulegen.

Die Nutzung einer Konstruktion bestimmt deren Belastungen. Es ist deshalb zur Auslegung der Konstruktion notwendig, deren Nutzung zu definieren und damit deren Belastung. Hierbei wird in Lasten unterschieden, die sich aus der Nutzung (z.B. Verkehrslasten), der Konstruktion (z.B. Eigengewicht), dem Standort (z.B. Schneelast, Windlast) und einer Schutzfunktion (z.B. Flugzeugabsturz) des Bauwerks ergeben. Die Größe einer Belastung sowie auch die Kombination der Belastungen findet man durch statistische Überlegungen. Dieses wird zum Beispiel für den Eurocode im EC 1 [12] definiert.

Aus den definierten Belastungen ergeben sich durch das statische System Schnittkräfte. Diese sind eine Funktion der Einwirkungen, die auf die Widerstände wirken. Je nach Art der Berechnung der Einwirkungen ergibt sich eine lineare oder nichtlineare Abhängigkeit von den Belastungen.

Der zulässige Ausnutzungsgrad eines Widerstands durch eine Einwirkung ist durch einen Teilsicherheitsbeiwert definiert. Die Versagenswahrscheinlichkeit läßt sich nun durch die Definition der Streuungsfunktion für den betrachteten Widerstand als normalverteilte Gesamtheit ($p\%$ -Fraktile und Variationskoeffizient) aus dem Teilsicherheitsbeiwert bestimmen (GruSiBau [1]). Durch Definition der geforderten Versagenswahrscheinlichkeit der Konstruktion kann damit auch der Teilsicherheitsbeiwert berechnet werden.

Systeme mit mehreren unterschiedlichen Widerständen unterscheiden sich in zwei Arten bei der Betrachtung, nämlich das Seriensystem und das Parallelsystem (Visman U. [35]). Bei einem Seriensystem, vergleichbar mit einer auf Zug beanspruchten Kette, ist das schwächste Glied für das Versagen bestimmend und damit das mit der größten Versagenswahrscheinlichkeit.

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems (bedingte Wahrscheinlichkeiten nach Bronstein [21]) ist durch das Produkt der Versagenswahrscheinlichkeiten der einzel-

nen Elemente in ungünstigster Kombination bestimmt. Ein Parallelsystem liegt vor, wenn ein Element bei Erreichen seiner Grenztragfähigkeit plastifiziert und dann die verbleibende Last einem anderen Element entsprechend den statischen Verhältnissen übergeben kann. Die mathematische Lösung dieses sehr komplexen Systems ist nur für wenige Fälle möglich, wie auch Visman U. [35] ausführt.

Ein Parallelsystem führt zu einer kleineren Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems im Vergleich zum Seriensystem bzw. zu einer entsprechend geringeren Dimensionierung des Bauwerks.

Parallelsystem: Bauwerk-Boden-Wechselwirkung

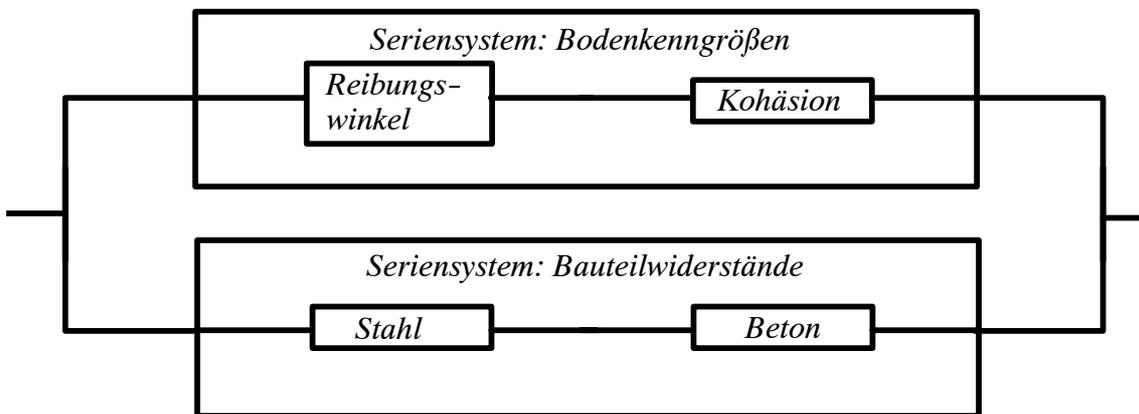


Bild 3.1 Darstellung zum Seriensystem und Parallelsystem

In wie weit die Voraussetzungen für ein Parallelsystem erfüllt sind, läßt sich bei der Komplexität der Zusammenhänge nur aus der Erfahrung bestimmen. In den verschiedenen Normen sind zwei Gruppen von Widerständen zu finden, die Bauteilwiderstände und die Bodenkenngößen (Widerstände des Bodens nach EC 7 [15]). Innerhalb dieser Gruppen sind die Teilsicherheiten (Eurocode) bzw. Sicherheiten (DIN) beim Zusammenwirken von unterschiedlichen Widerständen aus derselben Gruppe gleich. Hieraus ergibt sich, daß die Betrachtung innerhalb einer Gruppe als Seriensystem geführt wird, wobei das schwächste Glied maßgebend ist.

Um eine Optimierung der Ausnutzung der Widerstände bei einem Seriensystem zu erreichen, können entsprechende nichtlineare Berechnungsmodelle die Schnittkräfte und damit die Einwirkungen minimieren (z.B. Modell mit Fließgelenken).

Zwischen den beiden Gruppen wird ein Parallelsystem angenommen. Es sind zwei Zustände zu untersuchen, ob die Versagenswahrscheinlichkeit der Bauteile bzw. die des Bodens für das System maßgebend ist. Dieser Weg wird auch in den verschiedenen Normen

beschritten, da man hier einerseits den Bruchgrenzzustand der Bauteile (innere Standsicherheit) und andererseits den Bruchgrenzzustand des Bodens (äußere Standsicherheit) untersucht.

Für die in einem Parallelsystem nicht maßgebende Gruppe ist zu definieren, mit welcher Versagenswahrscheinlichkeit sie zu berücksichtigen ist. Da für das Gesamtsystem das Produkt der Versagenswahrscheinlichkeiten maßgebend ist, wäre also für die nicht maßgebende Gruppe 1,0 ausreichend. Dies ist aber nicht genügend, da im Randbereich die Streuungsfunktion nicht zutreffend ist und nicht die ungünstigste Kombination darstellt. Daher wird dieser Wert aus der Erfahrung, den Normen, abgeleitet.

Im Rahmen der weiteren Betrachtungen wird für die Versagenswahrscheinlichkeit der nicht maßgebenden Gruppe der außergewöhnliche Zustand (Sicherheitsklasse 1, siehe Seite 14) festgelegt. Dies entspricht der Forderung des EC 7 [15] Fall C, da hier der Teilsicherheitsbeiwert auf die Schnittkräfte der Bauteile (nicht maßgebende Gruppe) 1,0 ist. Damit ist die Versagenswahrscheinlichkeit der Bemessungsnormen, nämlich der außergewöhnliche Zustand, bestimmend. Aus EC 7 [15] Fall B kann eine Versagenswahrscheinlichkeit von 0,05 abgeleitet werden, da der charakteristische Wert der Bodenkenngrößen (nicht maßgebende Gruppe) als 5%-Fraktile definiert und der Teilsicherheitsbeiwert gleich 1,0 ist. Im Rahmen dieser Arbeit wird die kleinere Versagenswahrscheinlichkeit (außergewöhnliche Zustand) angesetzt und damit der Wert auf der sicheren Seite festgelegt.

Bei Konstruktionen, bei denen das Versagen nicht durch Widerstände bestimmt ist, wie beim Gleichgewichtsversagen, ist der obige Ansatz nicht ausreichend. Im Abschnitt 3.5 (Gleichgewichtsversagen) wird eine entsprechende Untersuchung hergeleitet. Diese ist im Gesamtmodell durch eine worst-case Betrachtung zu berücksichtigen.

Die obige Betrachtung gilt nur für den Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS), auch Bruchgrenzzustand genannt. Hier wird davon ausgegangen, daß sich die Konstruktion beliebig verformen kann, um den Grenzzustand zu erreichen. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird mit dieser Betrachtung nicht geführt, da hier davon ausgegangen wird, daß sich die Konstruktion nicht beliebig verformen kann, um den Grenzzustand zu erreichen.

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann nur durch das Berechnungsmodell für eine Konstruktion berücksichtigt werden, da bei obiger Betrachtung das Versagen ausschließlich durch die Wirkung der Schnittkräfte auf die Widerstände beschrieben wird. Da die Schnittkräfte eine Funktion der Verformungen sind, ist damit nur eine Beschränkung der Verformungen durch das vom Konstrukteur gewählte Berechnungsmodell möglich .

Bei den Berechnungsmodellen wird bei den Bauteilen in zwei Arten unterschieden, zum einen in die elastischen und zum anderen in die elastoplastischen Modelle. Die elastischen Berechnungsmodelle ermitteln die maximalen Schnittkräfte gerade zutreffend oder zu groß (vgl. Bild 3.2). Die elastoplastischen Berechnungsmodelle berücksichtigen das Materialverhalten wesentlich genauer, wobei hier zu beachten ist, daß die Verformungen ein zulässiges Maß nicht überschreiten (vgl. Bild 3.2, maximale Dehnung, Bruch des Bauteils) und das Stoffgesetz, hier das Materialverhalten (Spannungsdehnungslinie), auf der sicheren Seite beschreibt.

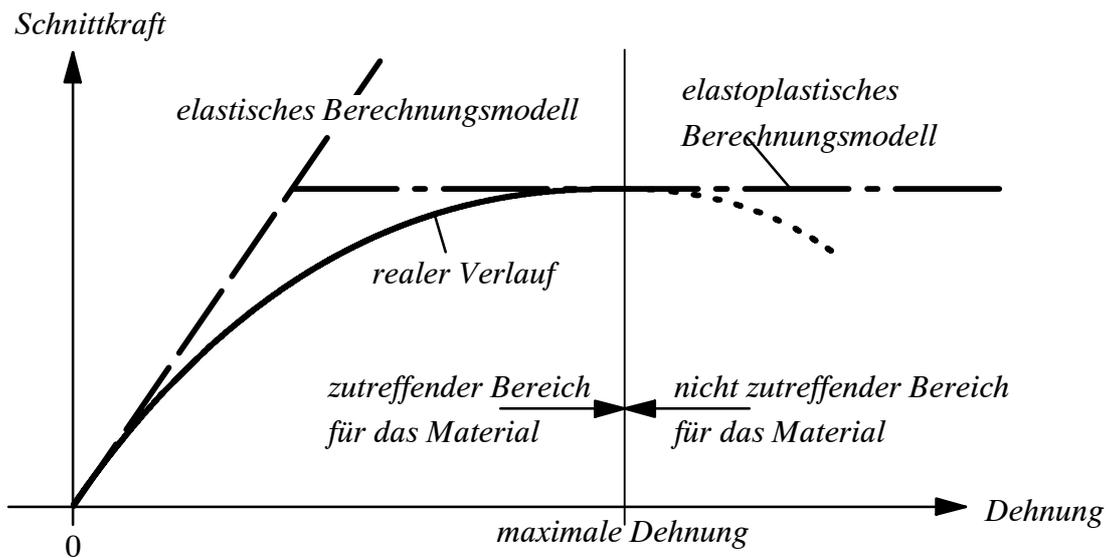


Bild 3.2 Schnittkräfte von Bauteilen in Abhängigkeit von den Verformungen (Dehnung) und dem Berechnungsmodell

Der Boden wird bei der Berechnung nur durch die Grenzzustände (aktiver bzw. passiver Erddruck) beschrieben. Damit ergeben sich zur Ermittlung der Schnittkräfte der Bauteile die Grenzwerte der Belastung und damit die Spannungen im Boden, nämlich der Erddruck. Da der Erddruck abhängig von den Verformungen der Bauteile ist, muß die Verträglichkeit der Verformungen zwischen Boden und Bauteil berücksichtigt werden. In Abschnitt 4.3 wird ein Ansatz für die Berechnung einer Baugrubenwand mit einem elastischen Berechnungsmodell für die Wand und einem elastoplastischen Bettungsansatz (Nachweis der Verträglichkeit der Verformungen) für den Boden entwickelt.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Sicherheitsmodell berücksichtigt den Bruchgrenzzustand, da das Modell auch für Berechnungsmodelle ohne Beschränkung der Verformung gilt. Dies entspricht den Normen, da auch hier die Beschränkung der Verformung gesondert behandelt wird.

Für die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte ist es notwendig, die geforderte Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Art und Kombination der Belastungen

festzulegen. Hierbei ist zwischen dem Restrisiko für Bruchversagen $F_B(\xi_I)$ (z.B. Beton) und dem für Fließen $F_F(\xi_I)$ (z.B. Stahl) zu unterscheiden. Die angegebenen Werte sind durch Rückrechnung der Sicherheiten für Stahl und Stahlbeton gefunden worden (vgl. Abschnitt 3.3).

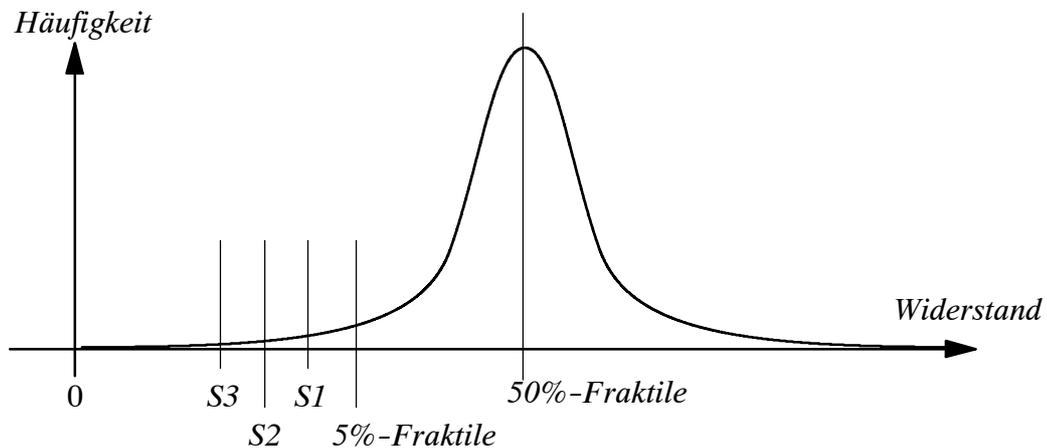


Bild 3.3 Darstellung der Sicherheitsklassen bei einer normalverteilten Gesamtheit

Folgende Sicherheitsklassen werden definiert (vgl. Bild 3.3):

a) Sicherheitsklasse 1 (S1):

Außergewöhnlicher Zustand: Selten auftretende Belastungskombinationen über die Nutzungsdauer des Bauwerks; beim Auftreten dieser Belastung darf das Bauwerk leichte Schäden erhalten, die Standsicherheit muß erhalten bleiben.

Restrisiko: $F_B(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$, $F_F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-2}$.

Entspricht: DIN V 1054-100 [4] SK 3

b) Sicherheitsklasse 2 (S2):

eingeschränkte Tragsicherheit: Über einen beschränkten Zeitraum auftretende Belastungskombinationen; das Bauwerk sollte keinen Schaden nehmen (z.B. Bauzustände).

Restrisiko: $F_B(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-8}$, $F_F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$

Entspricht: DIN V 1054-100 [4] SK 2

c) Sicherheitsklasse 3 (S3):

Tragsicherheit: Häufig auftretende Belastungskombinationen über die Nutzungsdauer des Bauwerks; das Bauwerk muß diese Belastung ohne Schaden abtragen.

Restrisiko: $F_B(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-9}$, $F_F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-5}$

Entspricht: DIN V 1054-100 [4] SK 1

3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für das Spannungsversagen von Bauteilen

Am Beispiel eines Biegebalkens wird die Herleitung und die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Versagenswahrscheinlichkeit (Restrisiko) dargestellt. Die Betrachtung erfolgt für das Biegemoment.

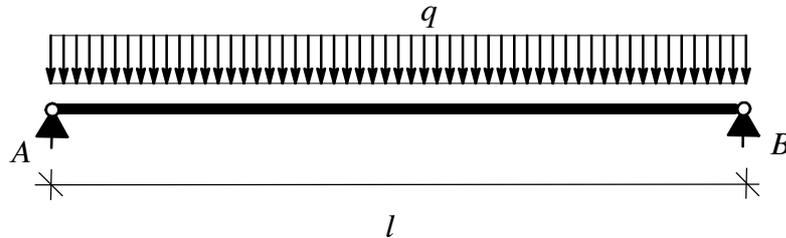


Bild 3.4 Gewähltes System

- M_E := Einwirkendes Moment
- l := Länge des Trägers
- q := Lastgröße der Linienlast
- M_W := widerstehendes Moment
- $\beta_{5\%}$:= 5%-Fraktile der Streckgrenze der Spannung
- W := Widerstandsmoment des Trägers
- β_p := p%-Fraktile der Streckgrenze der Spannung
- η := Sicherheitsbeiwert auf die Last beim Traglastverfahren
- γ_F := Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchung (Einwirkung)
- γ_M := Teilsicherheitsbeiwert des Widerstands

$$M_E = q \frac{l^2}{8}; \quad (\text{Gl. 12})$$

$$M_W = \beta_{5\%} W; \quad (\text{Gl. 13})$$

$$\frac{M_W}{M_{E_{max}}} = \frac{\beta_{5\%} W}{q_{max} \frac{l^2}{8}} \geq 1; \quad (\text{Gl. 14})$$

Traglastverfahren:

$$\frac{M_W}{M_{E_{max}}} = \frac{\beta_{5\%} W}{\eta q_{max} \frac{l^2}{8}} \geq 1; \Rightarrow \beta_p \geq \frac{\beta_{5\%}}{\eta} = \frac{\beta_{5\%}}{1,71} \geq \frac{q_{max} \frac{l^2}{8}}{W}; \quad (\text{Gl. 15})$$

Bestimmung nach dem probabilistischen Teilsicherheitskonzept nach DIN 18800 Teil 1 [11]:

$$\frac{M_W}{M_{E_{max}}} = \frac{\frac{\beta_{5\%}}{\gamma_M} W}{\gamma_F q_{max} \frac{l^2}{8}} \geq 1; \Rightarrow \beta_p \geq \frac{\beta_{5\%}}{\gamma_M \gamma_F} = \frac{\beta_{5\%}}{1,1 \cdot 1,5} = \frac{\beta_{5\%}}{1,65} \geq \frac{q_{max} \frac{l^2}{8}}{W}; \quad (\text{Gl. 16})$$

Das einwirkende Moment M_E ergibt sich nach Gl. 12, das widerstehende Moment M_W nach Gl. 13. Um ein standsicheres System zu erhalten, ist es erforderlich Gl. 14 zu erfüllen.

Für die streuende Größe β wird eine normalverteilte Gesamtheit entsprechend Bild 3.5, für die streuende Größe q eine lineare Verteilung entsprechend Bild 3.6 angenommen. Beides erfolgt in Übereinstimmung mit den getroffenen Annahmen.

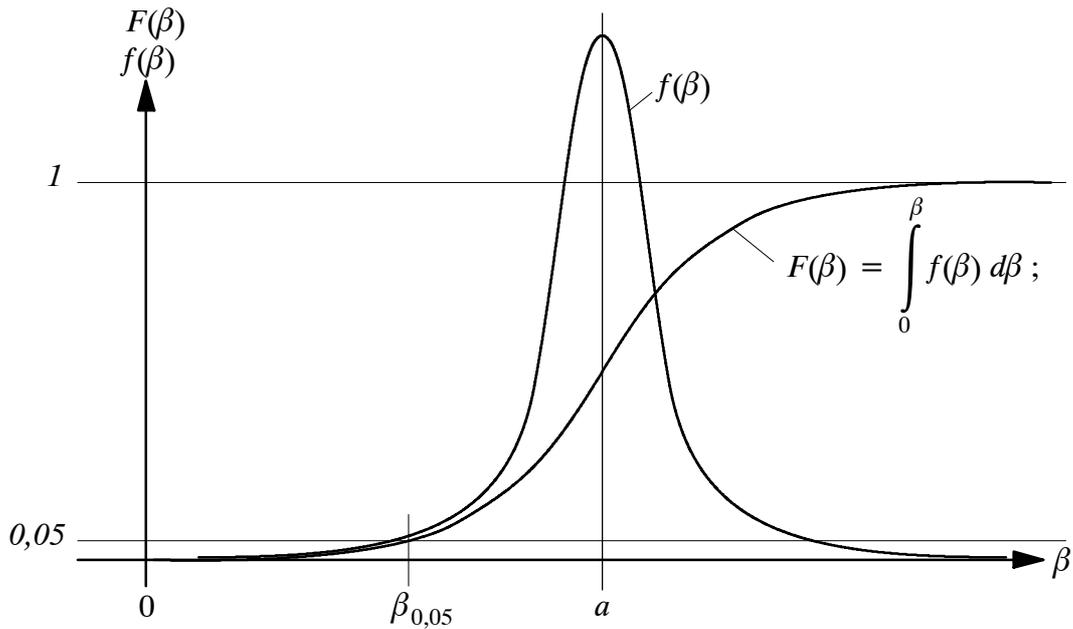


Bild 3.5 Verteilung der streuenden Größe β

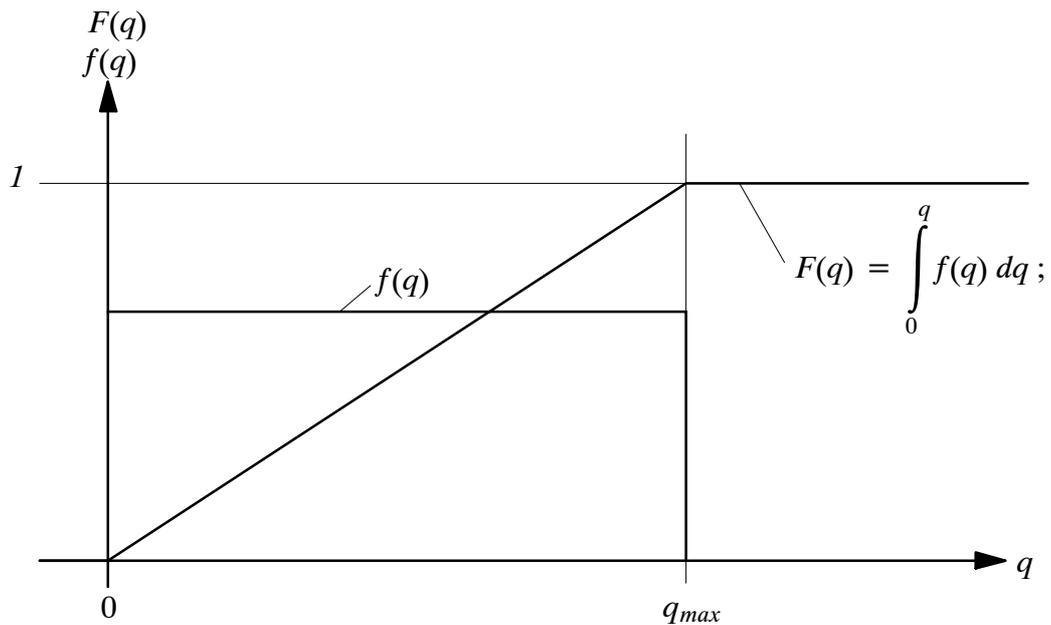


Bild 3.6 Verteilung der streuenden Größe q

Beim Traglastverfahren für Stahlbauwerke wurde ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,71$ und für den Nennwert der Spannungen die 5%-Fraktile des Stahls zugelassen, was bedeutete, daß der Träger die 1,71-fache Last bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von 5% aufnehmen kann. Dies kann sehr gut oder auch ungenügend sein.

Die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich nach Gl. 17. In dieser Gleichung sind zwei Unbekannte (γ_F, γ_M).

$$\beta_p \geq \frac{\beta_{5\%}}{\gamma_M \gamma_F} \geq \frac{q_{max} \frac{l^2}{8}}{W} ; \Rightarrow \gamma_M \gamma_F \geq \frac{\beta_{5\%}}{\beta_p} ; \quad (\text{Gl. 17})$$

Um die Teilsicherheitsbeiwerte eindeutig bestimmen zu können, ist es erforderlich, eine weitere Bedingung zu finden. Bei Betrachtung der Streuungsfunktion der Last q (Bild 3.6) ist eine Unstetigkeit der Funktion für q_{max} zu erkennen. Da $F(\gamma_F \cdot q_{max}) = const.$ für $\gamma_F > 1.0$ ist und $F(\gamma_F \cdot q_{max}) \neq const.$ für $\gamma_F < 1.0$ ist, ist die Auftretenswahrscheinlichkeit nur für $\gamma_F \leq 1.0$ eindeutig bestimmt und somit muß $\gamma_F \leq 1.0$ sein, um eindeutige Ergebnisse für eine stochastisch probabilistische Betrachtung zu erhalten. Da Werte < 1.0 durch die Anschauung nicht sinnvoll erscheinen, und da es keinen Grund gibt, mit kleineren Lasten zu rechnen, erscheint es für diesen Fall sinnvoll $\gamma_F = 1.0$ zu wählen. Somit ergibt sich dann γ_M nach Gl. 18.

$$\gamma_M \geq \frac{\beta_{5\%}}{\beta_p} ; \quad (\text{Gl. 18})$$

Die entsprechenden Teilsicherheiten können dem Abschnitt B.1 entnommen werden.

3.3 Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit und der Versagensform entsprechend DIN 18800 [11], EC 2 [13] und DIN 1045

Bei geotechnischen Bauwerken wirken Boden und konstruktive Elemente gemeinsam. Eine wesentliche Forderung der GruSiBau [1] ist, daß alle Elemente einer Konstruktion das gleiche Sicherheitsniveau (Versagenswahrscheinlichkeit) aufweisen. Diese Forderung führt zur wirtschaftlichsten Lösung, da kein Bauteil überdimensioniert ist. Aus den Normen des Stahlbaus und Massivbaus wird exemplarisch die geforderte Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt.

Bei der Bemessung auf Spannungsversagen sind zwei Formen bekannt: Die Bemessung auf Bruch und die Bemessung auf Fließen, wobei bisher im allgemeinen nur einer der beiden Nachweise gefordert wurde.

In Tabelle 2, Tabelle 3, Tabelle 4 und Tabelle 5 wurde für Stahl und Stahlbeton nach Tabelle 25 (Seite 120) für einen Variationskoeffizienten von $v = 0,1$ und einen charakteristischen Wert als 5%-Fraktile die Auftretenswahrscheinlichkeit $F(\xi_I)$ für die Sicherheiten entsprechend den Normen bestimmt. Die sich aus der Norm ergebenden Werte sind unterstrichen, da sie für den jeweiligen Fall die bestimmenden Werte sind. Die anderen Werte wurden nur als Vergleich angegeben, um für Tabelle 6 die entsprechenden Vergleichswerte zu haben. Hierbei ergibt sich für die gewählten Definitionen teilweise eine Veränderung des Nachweises (ob Bruch oder Fließen). Diese Veränderung bedeutet aber nur, daß sich im Sinne einer gleichbleibenden Definition der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit die Art des Nachweises verändert.

Tabelle 2 : Rückrechnung der globalen Sicherheitsbeiwerte für St 52 nach DIN 18800 [11] und Sicherheitsbeiwert nach alter Normung St 52 [22]					
Spalte	1	2	3	4	5
Reihe	Sicherheits- klasse	DIN 18800 [11] Fließen	DIN 18800 [11] Bruch	alte Normung Fließen	alte Normung Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand	$1,1 \cdot 1,0 = 1,1$ $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-2}}$	$510 / (360 / 1,1) = 1,56$ $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-5}$	-	-
2	eingeschränkte Tragsicherheit	$1,0 \cdot 1,35 = 1,35$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-4}}$	$510 / (360 / 1,35) = 1,913$ $F(\xi_I) = 1,0 \cdot 10^{-8}$	$360 / 270 = 1,33$ $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-4}}$	$510 / 270 = 1,889$ $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-7}$
3	Tragsicherheit	$1,1 \cdot 1,35 = 1,49$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-5}}$	$510 / (360 / 1,49) = 2,11$ $F(\xi_I) = 1,0 \cdot 10^{-9}$	$360 / 240 = 1,50$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-5}}$	$510 / 240 = 2,12$ $F(\xi_I) = 1,0 \cdot 10^{-9}$

Tabelle 3 : Rückrechnung der globalen Sicherheitsbeiwerte für St 37-2 nach DIN 18800 [11] und Sicherheitsbeiwert nach alter Normung St 37 [22]					
Spalte	1	2	3	4	5
Reihe	Sicherheits- klasse	DIN 18800 [11] Fließen	DIN 18800 [11] Bruch	alte Normung Fließen	alte Normung Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand	$1,1 \cdot 1,0 = 1,1$ $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-2}}$	$360,0 / (240 / 1,1) = 1,65$ $F(\xi_I) = ,40 \cdot 10^{-6}$	-	-
2	eingeschränkte Tragsicherheit	$1,0 \cdot 1,35 = 1,35$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-4}}$	$360,0 / (240 / 1,35) = 2,025$ $F(\xi_I) = ,25 \cdot 10^{-8}$	$240,0 / 180,0 = 1,33$ $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-4}}$	$360,0 / 180,0 = 2,00$ $F(\xi_I) = ,40 \cdot 10^{-8}$
3	Tragsicherheit	$1,1 \cdot 1,35 = 1,49$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-5}}$	$360,0 / (240 / 1,49) = 2,23$ $F(\xi_I) = ,25 \cdot 10^{-9}$	$240,0 / 160,0 = 1,50$ $F(\xi_I) = \underline{,63 \cdot 10^{-5}}$	$360,0 / 160,0 = 2,25$ $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-9}$

Tabelle 4 : Rückrechnung der globalen Sicherheitsbeiwerte für Stahlbeton nach EC 2 [13] und DIN 1045 für BSt 500/550					
Spalte	1	2	3	4	5
Reihe	Sicherheitsklasse	EC 2 [13] Fließen	EC 2 [13] Bruch	DIN 1045 Fließen	DIN 1045 Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand Beton	-	1,3*1,0=1,3 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-3}}$	-	-
2	Außergewöhnlicher Zustand Stahl	1,0*1,0=1,0 $F(\xi_I) = \underline{,50 \cdot 10^{-1}}$	550/(500/1,0)=1,10 $F(\xi_I) = 1,0 \cdot 10^{-2}$	-	-
3	Tragsicherheit Beton	-	1,5*1,35=2,025 1,5*1,50=2,250 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-8} - ,16 \cdot 10^{-9}}$	-	2,1 $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-9}}$
4	Tragsicherheit Stahl	1,15*1,35=1,55 1,15*1,50=1,73 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-5} - ,16 \cdot 10^{-6}}$	550/(500/1,55)=1,705 550/(500/1,73)=1,903 $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-6} - 1,0 \cdot 10^{-8}$	1,75 $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-7}}$	550/(500/1,75)=1,926 $F(\xi_I) = 1,0 \cdot 10^{-8}$

Tabelle 5 : Rückrechnung der globalen Sicherheitsbeiwerte für Stahlbeton nach EC 2 [13] und DIN 1045 für BSt 420/500					
Spalte	1	2	3	4	5
Reihe	Sicherheitsklasse	EC 2 [13] Fließen	EC 2 [13] Bruch	DIN 1045 Fließen	DIN 1045 Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand Beton	-	1,3*1,0=1,3 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-3}}$	-	-
2	Außergewöhnlicher Zustand Stahl	1,0*1,0=1,0 $F(\xi_I) = \underline{,50 \cdot 10^{-1}}$	500/(420/1,0)=1,19 $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-2}$	-	-
3	Tragsicherheit Beton	-	1,5*1,35=2,025 1,5*1,50=2,250 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-8} - ,16 \cdot 10^{-9}}$	-	2,1 $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-9}}$
4	Tragsicherheit Stahl	1,15*1,35=1,55 1,15*1,50=1,73 $F(\xi_I) = \underline{,25 \cdot 10^{-5} - ,16 \cdot 10^{-6}}$	500/(420/1,55)=1,85 500/(420/1,73)=2,06 $F(\xi_I) = ,25 \cdot 10^{-7} - ,16 \cdot 10^{-8}$	1,75 $F(\xi_I) = \underline{1,0 \cdot 10^{-7}}$	500/(420/1,75)=2,083 $F(\xi_I) = ,16 \cdot 10^{-8}$

Da das Restrisiko (Auftrittswahrscheinlichkeit) für alle Baumaßnahmen identisch sein soll, ist es erforderlich, die Versagenswahrscheinlichkeit für die Nachweise zu definieren. Diese Definition erfolgt in Tabelle 6, in Anlehnung an die Erfahrungen (Normen), die bisher als ausreichend angesehen wurden.

Tabelle 6 : Definition der Versagenswahrscheinlichkeit für die Nachweise Teilsicherheitsbeiwerte γ für $v=0,1$ und 5%-Fraktile			
Spalte	1	2	3
Reihe	Sicherheitsklasse	Fließen	Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-2}$ $\gamma=1,10$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$ $\gamma=1,33$
2	eingeschränkte Tragsicherheit	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$ $\gamma=1,33$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-8}$ $\gamma=1,90$
3	Tragsicherheit	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-5}$ $\gamma=1,46$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-9}$ $\gamma=2,09$

Die Definitionen in Tabelle 6 zeigen größere Abweichungen von den Normen beim Betonstahl, aber nur bei den Stählen mit höherer Qualität (BSt 500/550). Die Ursache ist darin zu sehen, daß sich der maßgebende Nachweis ändert. Für diese Fälle ist nicht mehr der Nachweis des Fließens maßgebend, sondern der Nachweis gegen Bruch. Bei der Erstellung bzw. Neufassung der Normen wurde die Unterscheidung in Fließen und Bruch nicht gemacht, folglich tritt dieser Widerspruch zwangsläufig auf. Der in dieser Arbeit getroffene Ansatz für Fließen und Bruch ist aber im Sinne einer einheitlichen Sicherheitsdefinition sinnvoll und notwendig, da sonst größere Versagenswahrscheinlichkeiten auftreten. Dies heißt aber nicht zwangsläufig, daß die alten Sicherheiten zu gering waren, sondern es kann auch bedeuten, daß der Variationskoeffizient für den Betonstahl zu groß gewählt wurde. Wird für Betonstahl ein Variationskoeffizient von $v = 0,09$ angenommen, dann ist für den Nachweis der Tragsicherheit für Bruch ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,85$ ausreichend und das Sicherheitsniveau für EC 2 [13] bzw. DIN 1045 [3] erfüllt.

Bei der Ermittlung der Teilsicherheiten wurde beim Stahlbeton keine Abhängigkeit zwischen dem kombinierten Auftreten der Stahl- und der Betonspannung berücksichtigt. Dieser Annahme liegt die Überlegung zugrunde, daß eine hohe Betondruckfestigkeit nicht zwangsläufig zu einer Verringerung der aufzunehmenden Stahlspannungen oder umgekehrt führt. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird nur durch eines der Materialien bestimmt und nicht durch eine Kombination der Versagenswahrscheinlichkeiten.

Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da die erforderliche aufzunehmende Stahlspannung mit zunehmender Betonfestigkeit bei einer Biegebeanspruchung abnimmt, weil der innere Hebelarm größer wird.

3.4 Definition der p%-Fraktilen und des Variationskoeffizienten für Bodenkenngrößen

Zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte ist es erforderlich, die Fraktilen und den Variationskoeffizienten des Basiswertes zu kennen. Für Materialien wie Stahl, Beton und Holz sind diese in entsprechenden Normen definiert. In den deutschen Normen wurde die 5%-Fraktilen und ein Variationskoeffizient $v = 0,1$ für eine normalverteilte Gesamtheit festgelegt. Damit sind die erforderlichen Teilsicherheiten eindeutig bestimmbar. Bei den genormten Untersuchungen im Labor sowie auch in situ werden bei der Bestimmung des charakteristischen Wertes noch zusätzliche Sicherheiten berücksichtigt, die die Herstellungstoleranzen sowie versuchsbedingte Abweichungen berücksichtigen.

Das natürlich entstandene Material "Boden" läßt sich nicht so eindeutig normen wie ein Material, das einer Qualitätssicherung in einem industriellen Fertigungsprozeß unterliegt. Eine allgemeine Normung der Fraktilen und des Variationskoeffizienten ist deshalb nur unzureichend möglich und muß im Einzelfall definiert werden.

Für die Bestimmung von Bodenkenngrößen stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

- a) eine Beschreibung des Bodens mit informell anerkannten Bodenkenngrößen
- b) eine Abschätzung der Bodenkenngrößen auf der Grundlage von bodenmechanischen Untersuchungen

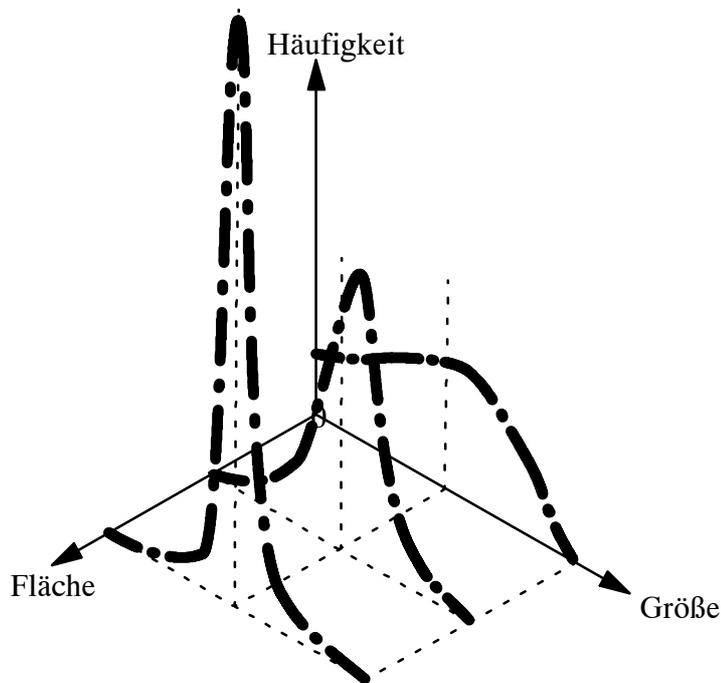


Bild 3.7 Darstellung der Verteilung einer Bodenkenngröße in Abhängigkeit von der Fläche

Bei der Bestimmung des Variationskoeffizienten einer Bodenkenngröße ist eine weitere Einflußgröße zu berücksichtigen nämlich die betrachtete Fläche (siehe Bild 3.7). Bei den Bauteilwiderständen kann diese Größe weitestgehend unberücksichtigt bleiben, da die Bauteile im kritischen Bereich ähnliche Verhältnisse aufweisen wie die untersuchten Proben. Dies ist beim Boden nicht der Fall, da die Proben meist wesentlich kleiner sind als die ausgenutzte Fläche im Boden.

Bei Versuchen von Hettler [24] zeigte sich, daß die ermittelten Bodenkenngrößen bei kleinen Proben kleiner sind als bei sehr großen. Große Proben weisen eine wesentlich geringere Streuung auf als kleine. Die Ursache ist darin zu sehen, daß sich Fehlstellen bei kleinen Bodenproben wesentlich stärker auswirken und ein annähernd ungestörter Einbau in die Prüfvorrichtung wesentlich problematischer ist als bei großen Bodenproben.

Die Feststellung von Hettler [24] läßt sich an folgendem Beispiel sehr gut veranschaulichen:

Bei der Entnahme werden Proben mit einer Querschnittsfläche von $A_P = 100\text{cm}^2$ verwendet, es wird ein Mittelwert a und ein Variationskoeffizient $v_P = 0,4$ bestimmt. Durch die stochastische Beziehung Gl. 19 läßt sich für eine Einflußfläche A_F der Variationskoeffizient v_F bestimmen (Tabelle 7).

$$v_F = v_P \sqrt{\frac{A_P}{A_F}} ; \quad (\text{Gl. 19})$$

Die Ergebnisse zeigen, daß der Variationskoeffizient mit zunehmender Größe der Probe abnimmt und somit die Streuung kleiner wird. Berücksichtigt man nun noch, daß kleine Proben im allgemeinen einen zu niedrigen Mittelwert ergeben, wäre also der festgestellte Mittelwert als ungünstigster Wert anzunehmen. Inwieweit dies aber richtig ist, kann nur durch einen Fachmann beurteilt werden, der festlegt, ob die entnommenen Proben den realen Aufbau des Bodens wiedergeben und die ungünstigsten Bereiche des Bodens im Baugelände richtig erfaßt wurden.

Tabelle 7: Variationskoeffizienten für Bodenkenngrößen in Abhängigkeit von der Bezugsfläche, für $A_P = 100\text{cm}^2$ und $v_P = 0,4$		
Spalte	1	2
Reihe	$A_F [\text{cm}^2]$	v_F
1	100	0,4000
2	1000	0,1265
3	10000	0,0400
4	100000	0,0127

Zur Bestimmung der Teilsicherheiten auf die Bodenkenngrößen ist es erforderlich, die Fraktile und den Variationskoeffizienten für eine normalverteilte Gesamtheit zu bestimmen. Da diese Werte nur durch Erfahrung bestimmt werden können, ist es erforderlich auf die Erkenntnisse der Normen zurückzugreifen. Da die Erkenntnisse der Normen unterschiedlich sein können, wird nun exemplarisch für den EC 7 [15] die Fraktile und der Variationskoeffizient für Bodenkenngrößen hergeleitet.

In der Tabelle 8 sind die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend den gewählten Definitionen der Tabelle 6 für eine 5%-Fraktile und einen Variationskoeffizienten von $v = 0,05$ ermittelt worden. Es wird somit davon ausgegangen, daß die bezogene Fläche größer $1,0 \text{ m}^2$ ist (Tabelle 7, Reihe 3).

Tabelle 8: Teilsicherheitsbeiwerte γ_s für $v=0,05$ und 5%-Fraktile			
Spalte	1	2	3
Reihe	Sicherheitsklasse	Fließen	Bruch
1	Außergewöhnlicher Zustand	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-2}$ $\gamma=1,04$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$ $\gamma=1,13$
2	eingeschränkte Tragsicherheit	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-4}$ $\gamma=1,13$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-8}$ $\gamma=1,28$
3	Tragsicherheit	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-5}$ $\gamma=1,17$	$F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-9}$ $\gamma=1,31$

Der Teilsicherheitsbeiwert für Bodenkenngrößen ist im EC 7 [15] Fall B 1,0 (Bruch im Bauteil). Auf Grund der in Abschnitt 3.1 festgestellten Abhängigkeiten ergibt sich damit, daß der Teilsicherheitsbeiwert für den außergewöhnlichen Zustand 1,0 ist. Damit ist der Fraktilwert gleich der Versagenswahrscheinlichkeit für einen außergewöhnlichen Zustand, nämlich 10^{-4} , da für Bodenkenngrößen nur Bruchwerte ermittelt werden. Somit ergibt sich, daß die Annahme der Tabelle 8 für den Fraktilwert nicht zutrifft.

Infolgedessen sind die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 8 für eingeschränkte Tragsicherheit und Tragsicherheit durch den Faktor 1,13 zu dividieren. Damit ergibt sich für den Zustand der Tragsicherheit für alle Bodenkenngrößen ein Teilsicherheitsbeiwert von $1,31/1,13=1,16$. Im EC 7 [15] Fall C (Bruch im Boden) werden hier unterschiedliche Teilsicherheiten für unterschiedliche Bodenkenngrößen angegeben. Dies zeigt, daß unterschiedliche Variationskoeffizienten zu Grunde gelegt sind, die sich aus der Erfahrung ergeben. Damit werden im EC 7 [15] zusätzliche Einflüsse berücksichtigt, die nicht aus der Stochastik zu begründen sind. Die Ursache ist, wie Gußmann [34] zeigt, darin zu sehen, daß die Verformungen unkontrollierbar werden, falls der minimal mögliche Wert angesetzt wird.

Da bei der Definition der Nennwerte (Fraktilwerte) sowie auch der Sicherheiten in unterschiedlichen Normen andere Erfahrungen und Festlegungen zu Grunde liegen, ist es nicht möglich eine einheitliche Definition für den Fraktilwert und die Variationskoeffizienten festzulegen. Daher werden exemplarisch im Rahmen der Betrachtung auf der Grundlage der Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 2.1 EC 7 [15] folgende Fraktilwerte und die Variationskoeffizienten für Bodenkenngrößen angenommen:

- Die Bodenkenngrößen werden als 10^{-4} -Fraktile bestimmt und stellen Bruchwerte dar (siehe oben).
- Der Tangens des wirksamen Reibungswinkels ($\tan \varphi'$) hat für den Fall der Tragsicherheit (Tabelle 6) einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,25$. Hierfür ergibt sich nach Tabelle 26 ein Variationskoeffizient $\nu = 0,067$.
- Die drainierte Kohäsion (c') hat für den Fall der Tragsicherheit (Tabelle 6) einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,60$. Hierfür ergibt sich nach Tabelle 26 ein Variationskoeffizient $\nu = 0,102$.
- Die undrainierte Kohäsion (c_u) hat für den Fall der Tragsicherheit (Tabelle 6) einen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,40$. Hierfür ergibt sich nach Tabelle 26 ein Variationskoeffizient $\nu = 0,085$.

Damit lassen sich nun die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 9 für die eingeschränkte Tragsicherheit (Tabelle 6 und Definition Seite 14, $F(\xi_I)=1,0 \cdot 10^{-8}$) mit Tabelle 26 ermitteln.

Tabelle 9 : Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{..}$ für Bodenkenngrößen				
Spalte	1	2	3	4
Reihe	Sicherheitsklasse	$\tan \varphi'$ $\nu=0,067$	c' $\nu=0,102$	c_u $\nu=0,085$
1	Außergewöhnlicher Zustand	1,0	1,0	1,0
2	eingeschränkte Tragsicherheit	1,20	1,45	1,30
3	Tragsicherheit	1,25	1,60	1,40

3.5 Gleichgewichtsversagen

Das Gleichgewichtsversagen tritt auf, wenn ein Körper aufschwimmt oder durch eine äußere Kraft abgehoben wird. Es tritt genauso schlagartig auf wie das Stabilitätsversagen, nur daß in diesem Fall nicht die Steifigkeit eines Stoffes maßgebend ist, sondern das Gewicht.

Das bedeutet, daß in einer Fuge Zugkräfte auftreten, die durch das Material nicht aufgenommen werden können.

In Bild 3.8 wirkt eine Kraft P auf einen Körper des Gewichts G . Solange P kleiner als G ist, bleibt der Körper in seiner Lage stabil, da davon ausgegangen wird, daß die Auflager die Gewichtskraft G sicher tragen können. Wird die Kraft P größer als die Gewichtskraft G , so ist kein Gleichgewicht mehr möglich, da die Auflagerkräfte als nicht umkehrbar angenommen werden.

Das Gleichgewichtsversagen tritt somit auf, wenn $P > G$ ist. Das bedeutet, daß sich dieses System verändern wird, wobei keine Aussage darüber möglich ist, in welcher Weise. Die Folgen aus dem Verlust des Gleichgewichts sind dieselben, egal ob P eine außergewöhnliche Last oder den normalen Belastungszustand darstellt. Für beide Fälle ist der gleiche Teilsicherheitsbeiwert zu fordern.

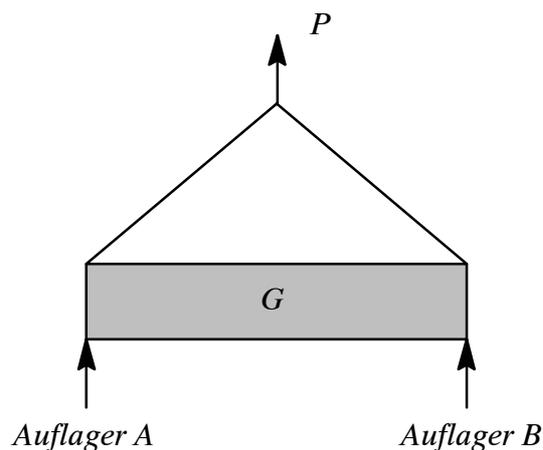


Bild 3.8 Beispiel für Gleichgewichtsversagen

In der Vergangenheit hat sich für diesen Fall der globale Sicherheitsbeiwert von 1,1 bewährt, er wird auch in den folgenden Betrachtungen in etwa beibehalten. Hierbei wird aber der Reziprokwert von 1,1 als Teilsicherheitsbeiwert gewählt, der zu 0,9 gerundet wurde.

Bei ständigen Lasten ist der maximale wie auch der minimale Wert zu bestimmen. Da der Baugrund für große Volumen im allgemeinen eine geringe Streuung der Wichte aufweist, ist es ausreichend, den maximalen Wert als Nennwert anzugeben. Hierbei ist zwischen der trockenen Wichte und der wassergesättigten Wichte zu unterscheiden. Der Teilsicherheitsbeiwert ist auf die wassergesättigte Wichte und nicht auf die Wichte unter Auftrieb zu beziehen. Die EC 7 [15] macht hierzu keine eindeutige Aussage.

3.6 Beschreibung des Sicherheitsmodells mit allen Nachweisen

In den Kapiteln 3.2 bis 3.5 ist beschrieben, wie auf stochastischer Grundlage die Größen der Sicherheitsbeiwerte auf Widerstände und auf Einwirkungen bestimmt werden können, die einzeln wirken (Seriensystem vgl. Abschnitt 3.1). Das Zusammenwirken von Widerständen des Bodens und von konstruktiven Elementen ist nun entsprechend zu definieren (Parallelsystem vgl. Abschnitt 3.1).

Sowohl der Eurocode, als auch die gültigen deutschen Normen verlangen drei Nachweise:

- a) Nachweis des Gleichgewichtsversagens (EC 1 [12] bzw. EC 7 [15] Fall A, DIN 1054-1 [5])
- b) Nachweis des Bruchgrenzzustands der Bauteile bzw. der konstruktiven Elemente (EC 1 [12] bzw. EC 7 [15] Fall B, DIN 4085 [9])
- c) Nachweis des Bruchgrenzzustands des Bodens (EC 1 [12] bzw. EC 7 [15] Fall C, DIN 4017 [6] bzw. DIN 4084 [8] bzw. EAB [2])

Für jeden der obigen Nachweise kann die geforderte Sicherheit durch bestimmte Eingangsgrößen beschrieben werden. Diese sind:

- zu a) die Einwirkungen (vgl. Abschnitt 3.5)
- zu b) die konstruktiven Widerstände (vgl. Abschnitt 3.2 und 3.3)
- zu c) die Bodenkenngößen (vgl. Abschnitt 3.4)

Für die Beschreibung der Sicherheiten eines Nachweises sollten nur Elemente verwendet werden, die ausschließlich diesem Nachweis zugeordnet sind. Falls die Bedingung nicht eingehalten wird, sind doppelte Definitionen und damit Widersprüche zu erwarten. Die obigen drei Nachweise decken den Bruchgrenzzustand ab.

Die Nachweise werden nun so kombiniert, daß alle Möglichkeiten des Zusammenwirkens berücksichtigt werden (Seriensystem, Parallelsystem, worst-case Betrachtung vgl. Abschnitt 3.1). Es ergeben sich damit vier Kombinationen:

- 1) Nachweis des Bruchgrenzzustands der Bauteile unter Berücksichtigung des Bodens
- 2) Nachweis des Bruchgrenzzustands des Bodens unter Berücksichtigung der Bauteile
- 3) Nachweis wie 1 unter Berücksichtigung des Gleichgewichtsversagens
- 4) Nachweis wie 2 unter Berücksichtigung des Gleichgewichtsversagens

In der Tabelle 10 stehen die Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweiskombinationen 1 bis 4 in den Zeilen, für die Einwirkungen und Widerstände in den Spalten, und zwar nach den

gültigen deutschen Normen und Vorschriften für die Sicherheitsklasse S3 (vgl. Abschnitt 3.1 Seite 14), entsprechend DIN Lastfall LF 1. Diese Interpretation gilt auch nach EC 7 [15] bei Anwendung des Modellfaktors auf die Schnittkräfte.

Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte für die Sicherheitsklasse S3, abgeleitet aus DIN und EC 7												
Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Kombination Nummer	Einwirkungen				Widerstände							
	Lasten				Bodenkenngrößen			konstruktive Widerstände				
								Widerstände zwischen Boden und Bauteil			Widerstände von Bauteilen	
	G_{max}	G_{min}	Boden	Q	$\tan \varphi'$	c'	c_u, q_u	T_{Anker}	T_{Mantel}	F_{wand}	Stahl, Beton usw.	E
1	1,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	2,00	1,50	$1,35 \cdot \gamma_M$ bzw. η	1,71
2	1,00	0,90	1,00	1,00	1,25	1,60	1,40	1,00	1,35	1,00	γ_M bzw. $\eta/1.35$	1,27
3	1,00	0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	2,00	1,50	$1,35 \cdot \gamma_M$ bzw. η	1,71
4	1,00	0,90	0,90	1,00	1,25	1,60	1,40	1,00	1,35	1,00	γ_M bzw. $\eta/1.35$	1,27

- Bei den Einwirkungen wird in ständige Einwirkungen (G_{max}, G_{min}), das Bodeneigengewicht (Boden) und die veränderlichen Einwirkungen (Q) unterschieden. Das Bodeneigengewicht nimmt eine Sonderstellung ein, da es sowohl günstig als auch ungünstig bei einer Berechnung wirken kann. Daher wird definiert, daß der Boden bei Kombination Nummer 1 und 2 mit dem größten, bei Kombination Nummer 3 und 4 mit dem kleinsten Wert angesetzt wird. Bei den großen Volumina ergeben sich geringe Schwankungen des Bodeneigengewichts innerhalb einer Berechnung und rechtfertigen damit die einheitliche Betrachtung (vgl. Abschnitt 3.4).
- Die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen der Kombinationen Nummer 1 und 2 ergeben sich für den maximalen Wert der ständigen Einwirkungen (G_{max}), das Bodeneigengewicht (Boden) und die veränderlichen Einwirkungen (Q) zu 1,0. In den DIN-Normen ist dafür kein Wert definiert und entsprechend ist 1,0 anzusetzen. EC 7 [15] verlangt bei Anwendung des Modellfaktors mit charakteristischen Einwirkungen zu rechnen. Für den minimalen Wert der ständigen Einwirkungen (G_{min}) wird der ungefähre reziproke Wert von 1,1 (DIN 1054 [5] Auftriebssicherheit) angenommen, wobei hier auch 1,0 jederzeit angesetzt werden könnte, da die Definition nicht eindeutig ist. EC 7 [15] gibt dazu keine Aussage.
- Für die Kombinationen Nummer 3 und 4 ergeben sich die gleichen Teilsicherheitsbeiwerte wie für die Kombinationen Nummer 1 und 2 mit Ausnahme des Bodeneigenge-

wichts auf Grund der oben genannten Sonderstellung. Hier ist das Gleichgewichtsversagen (Auftriebssicherheit) zu berücksichtigen und der ungefähre reziproke Wert von 1,1 (DIN 1054 [5] Auftriebssicherheit) mit 0,9 anzusetzen. Die EC 7 [15] läßt keine eindeutige Aussage zu.

- Bei den Widerständen der Kombinationen Nummer 1 und 3 wird der Bruchgrenzzustand der Bauteile betrachtet.

- Die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bodenkenngrößen (Spalte 5 bis 7) lauten 1,0, da in DIN 4085 [9] keine Sicherheiten angegeben werden. EC 7 [15] Fall B nennt den Wert von 1,0. Die Schnittkräfte ergeben sich damit als reale Gebrauchsschnittkräfte.
- Da beim Eurocode nicht mit Gebrauchsschnittkräften bemessen wird sondern mit Bruchschnittkräften, sind die Schnittkräfte um den Modellfaktor (1,35) zu erhöhen bzw. die Widerstände um den selben Faktor abzumindern. Damit ergeben sich die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Widerstände von Bauteil als Produkt aus dem Teilsicherheitsbeiwert (γ_M) des Bauteilwiderstandes und dem Modellfaktor (Spalte 11). Nach DIN erfolgt die Bemessung mit Gebrauchsschnittkräften, damit sind die Teilsicherheitsbeiwerte gleich den globalen Sicherheitsbeiwerten (η). Der Teilsicherheitsbeiwert (Spalte 12) auf den Elastizitätsmodul des Baustoffs wird gleich dem globalen Sicherheitsbeiwert zu 1,71 entsprechend dem Traglastverfahren gesetzt (vgl. Abschnitt 2.1).
- Der Teilsicherheitsbeiwert auf die Haftkraft des Ankers (T_{Anker} , Spalte 8) wird zu 1.35 gewählt, um in der Berechnung den Unterschied zwischen Gebrauchsankerkraft und Bruchankerkraft zu berücksichtigen. Aus sicherheitstheoretischer Sicht wäre dies nicht erforderlich, da bei der Abnahmeprüfung jedes Ankers auf der Baustelle eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen wird.
- Nach der DIN 1054 [5] ergibt sich für die Mantelkraft (T_{Mantel} , Spalte 9) sowie die Spitzenkraft eine geforderte Sicherheit von 2,00 als maximaler Wert. Diese Sicherheiten gelten unabhängig vom Herstellungsverfahren. Im EC 7 [15] wird das Herstellungsverfahren unterschieden. Es werden Teilsicherheitsbeiwerte zwischen 1.3 und 1.5 für Bruchschnittkräfte angegeben. Somit errechnen sich die Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung des Modellfaktors (1,35) für Gebrauchsschnittkräfte mit $1,3 \cdot 1,35=1,76$ bis $1,5 \cdot 1,35=2,03$. Der gewählte Teilsicherheitsbeiwert 2,00 ist als ausreichend anzusehen.

- Der Wandreibungsfaktor (F_{wand} , Spalte 10) beschreibt, welcher Anteil des Boden-Reibungswinkels als Wandreibungswinkel angesetzt werden darf. Der Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich aus der Überlegung, daß bisher für den Gebrauchszustand ein maximaler Wert von $2/3$ des Reibungswinkels zulässig war. Der Reziprokwert ist 1,5. Da der Wandreibungsfaktor maximal 1,0 sein kann, ergibt sich somit ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5. In DIN 1054 [5] wird für die Gleitsicherheit ein Wert von 1,5 gefordert. Dies beschreibt teilweise den gleichen Sachverhalt, wobei jedoch die Definition wesentlich eingeschränkter ist. Im EC 7 [5] wird hierüber keine Aussage gemacht.
- Bei den Widerständen der Kombinationen Nummer 2 und 4 wird der Bruchgrenzzustand des Bodens untersucht.
- Die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bodenkenngrößen (Spalte 5 bis 7) ergeben sich nach EC 7 [5] Fall C für den Boden-Reibungswinkel (Spalte 5) zu 1,25, die drainierte Kohäsion (Spalte 6) zu 1,6 und die undrainierte Kohäsion (Spalte 7) zu 1,4. In DIN 4017 Teil 2 [6] wird für den Boden-Reibungswinkel ein Sicherheitsbeiwert von 1,25 bzw. in DIN 4084 [8] von 1,3 angegeben. Da beide Ansätze Sicherheiten für das Berechnungsmodell enthalten, darf der kleinere Werte von 1,25 gewählt werden entsprechend dem Wert nach EC 7 [5]. Die drainierte Kohäsion ist nach DIN 4017 Teil 2 [6] mit 2,0 und nach DIN 4084 [8] mit $1,3/0,75=1,73$ zu berücksichtigen. Da auch hier Sicherheiten für das Berechnungsmodell enthalten sind, erscheint der Wert von 1,6 nach EC 7 [5] ausreichend. Vergleichsberechnungen bei Baugruben haben gezeigt, daß sich nach dem in Abschnitt 4 beschriebenen Bruchkörpermodell und den Werten der Spalte 5 und 6 in den meisten Fällen größere oder gleiche Abmessungen und damit größere oder gleiche Sicherheiten wie nach DIN ergeben. Für die undrainierte Kohäsion (Spalte 7) wird weder in DIN 4017 [6] noch in DIN 4084 [8] eine Aussage gemacht.
- Über die Sicherheiten auf die konstruktiven Widerstände (Spalte 8 bis 12) beim Nachweis des Bruchgrenzzustands des Bodens werden weder in den DIN-Normen noch im EC 7 klare und eindeutige Aussagen gemacht. Die Schnittkräfte der konstruktiven Elemente sind, da sie mit abgeminderten Bodenkenngrößen ermittelt werden, “außergewöhnlich” und als Bruchschnittkräfte anzusehen. Damit müssen die konstruktiven Widerstände wie für eine “außergewöhnliche” Belastung bemessen werden. Für die Bauteile ergibt sich nach EC der Teilsicherheitsbeiwert γ_M (Spalte 11). In Anlehnung an den Eurocode erscheint es sinnvoll, die globalen Sicherheiten der DIN-Normen mit dem Quotienten von 1.35 zu beaufschlagen. Der Teilsicherheitsbeiwert (Spalte

12) auf den Elastizitätsmodul des Baustoffs wird gleich dem globalen Sicherheitsbeiwert zu $1,71/1,35=1,27$ entsprechend dem Traglastverfahren gesetzt (vgl. Abschnitt 2.1).

- Der Teilsicherheitsbeiwert auf die Haftkraft des Ankers (T_{Anker} , Spalte 8) wird mit 1.00 gewählt. Dies ist ausreichend, da bei der Abnahmeprüfung auf der Baustelle für jeden Anker die erforderliche Ankerkraft nachgewiesen wird.
- DIN 1054 [5] fordert für die Mantelkraft (T_{Mantel} , Spalte 9) sowie für die Spitzenkraft einen Sicherheitsbeiwert für den Lastfall 3 (außergewöhnlicher Zustand) von 1,5, für Schrägpfähle sogar noch größere Sicherheiten, unabhängig vom Herstellungsverfahren. Im EC 7 [15] wird das Herstellungsverfahren unterschieden. Es werden Teilsicherheitsbeiwerte zwischen 1.3 und 1.5 für Bruchschnittkräfte angegeben. Somit ist die Wahl von 1.5 als zutreffend anzusehen.
- Der Wandreibungsfaktor (F_{Wand} , Spalte 10) beschreibt, welcher Anteil des Boden-Reibungswinkels als Wandreibungswinkel angesetzt werden darf. Es wird ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 gewählt. Weder im EC 7 [15] noch in den DIN-Normen ist eine Angabe zu finden, da der Wandreibungsfaktor nicht erwähnt wird. Da der Boden-Reibungswinkel mit einer Sicherheit beaufschlagt ist, erscheint damit der Wert 1,0 als ausreichend.

Für die Berechnung ergeben sich die Bodenkenngrößen zu:

$$\varphi' = \arctan \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} ; \quad (\text{Gl. 20})$$

$$c' = \frac{c'_k}{\gamma_c} ; \quad (\text{Gl. 21})$$

$$c_u = \frac{c_{k,u}}{\gamma_{c,u}} ; \quad (\text{Gl. 22})$$

Die konstruktiven Elemente ergeben sich zu:

$$T_{Anker} = \frac{T_{k,Anker}}{\gamma_{Anker}} ; \quad (\text{Gl. 23})$$

$$T_{Mantel} = \frac{T_{k,Mantel}}{\gamma_{Mantel}} ; \quad (\text{Gl. 24})$$

$$\delta = \frac{\varphi F_{Wand}}{\gamma_{Wand}} ; \quad (\text{Gl. 25})$$

$$R = \frac{R_k}{\gamma_R}; \quad (\text{Gl. 26})$$

$$E = \frac{E_k}{\gamma_E}; \quad (\text{Gl. 27})$$

Die Wichte des Bodens ergibt sich zu:

$$\gamma = \gamma_k \gamma_{Boden}; \quad (\text{Gl. 28})$$

Bei den Wichten des Bodens ist zu beachten, daß die Sicherheit auf die wassergesättigte Wichte zu rechnen ist und nicht auf die Wichte unter Auftrieb. Die Wichte von Flüssigkeiten ist mit dem Teilsicherheitsbeiwert von veränderlichen Lasten zu beaufschlagen.

Bei den Einwirkungen sollten an sich, wie in Abschnitt 3.2 gezeigt, keine Teilsicherheitsbeiwerte größer 1,0 für ständige und veränderliche Lasten zum Ansatz kommen. Bei besonderen Sicherheitsbedürfnissen im EC kann es aber notwendig erscheinen, den Teilsicherheitsbeiwert auch auf Einwirkungen über 1,0 hinaus zu erhöhen.

Die Tabelle 11 entsteht unter der Berücksichtigung der Sicherheitsbedürfnisse vom EC 1 [12] im Zusammenwirken mit EC 7 [15]. Im Vergleich zu Tabelle 10 ergeben sich Unterschiede nur bei den Einwirkungen.

Tabelle 11: Teilsicherheitsbeiwerte für die Sicherheitsklasse S3, abgeleitet aus EC 7 und EC 1												
Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Kombination Nummer	Einwirkungen				Widerstände							
	Lasten				Bodenkenngrößen			konstruktive Widerstände				
								Widerstände zwischen Boden und Bauteil			Widerstände von Bauteilen	
	G _{max}	G _{min}	Boden	Q	tan φ'	c'	c _{ub} q _u	T _{Anker}	T _{Mantel}	F _{wand}	Stahl, Beton usw.	E
1	1,00	1,00	1,00	1.11	1,00	1,00	1,00	1,35	2,00	1,50	1,35·γ _M	1,71
2	1,00	1,00	1,00	1.11	1,25	1,60	1,40	1,00	1,35	1,00	γ _M	1,27
3	1,00	1,00	1,00	1.11	1,00	1,00	1,00	1,35	2,00	1,50	1,35·γ _M	1,71
4	1,00	1,00	1,00	1.11	1,25	1,60	1,40	1,00	1,35	1,00	γ _M	1,27

- Für Kombination Nummer 1 wird der Bruchgrenzzustand der Bauteile betrachtet, entsprechend EC 1 [12] Fall B. Hier wird für ständige Einwirkungen eine Sicherheit von 1,35 und für veränderliche Einwirkungen eine Sicherheit von 1,50 gefordert. Da bei den

Widerständen in Tabelle 10 bereits eine Sicherheit von 1,35 berücksichtigt ist, errechnet sich für ständige Einwirkungen und Bodeneigengewicht (Spalte 1, 2 und 3) der Teilsicherheitsbeiwert nach Eliminierung des Modellfaktors mit $1,35/1,35$ zu 1,00. Für veränderliche Lasten (Q, Spalte 4) ergibt sich damit ein Teilsicherheitsbeiwert von $1,5/1,35=1,11$. In Gl. 29 ist die Umformung dargestellt, die dies aus mathematischer Sicht rechtfertigt.

$$S_{k,G} \gamma_G + S_{k,Q} \gamma_Q \leq \frac{R_k}{\gamma_R}; \quad \Rightarrow \quad S_{k,G} + S_{k,Q} \frac{\gamma_Q}{\gamma_G} \leq \frac{R_k}{\gamma_R \gamma_G}; \quad (\text{Gl. 29})$$

- Die Kombination Nummer 2 ist beim Massengleichgewichtsversagen (beinhaltet sämtliche Einwirkungen) identisch mit Kombination Nummer 1.
- Die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen der Kombinationen Nummer 3 und 4 unterscheiden sich von denen der Kombinationen Nummer 1 und 2 nur beim Bodeneigengewicht. Dies begründet sich aus der Sonderstellung des Bodeneigengewichts. In Gleichung Gl. 30 ist die Auftriebssicherheit (η_{Auftrieb}) in Abhängigkeit vom Teilsicherheitsbeiwert auf veränderliche Lasten (γ_Q) und vom Teilsicherheitsbeiwert auf das Bodeneigengewicht (γ_{Boden}) definiert. Da im EC 1 [12] keine eindeutige Aussage über die gewünschte Größe der Auftriebssicherheit gemacht wird (vgl. Abschnitt 2.1), wird der in Abschnitt 3.5 festgelegte Wert von 1,1 für die Auftriebssicherheit angenommen. Somit ergibt sich ein Teilsicherheitsbeiwert von $1,11/1,1 \approx 1,0$.

$$\eta_{\text{Auftrieb}} = \frac{\gamma_Q}{\gamma_{\text{Boden}}}; \quad \Rightarrow \quad \gamma_{\text{Boden}} = \frac{\gamma_Q}{\eta_{\text{Auftrieb}}}; \quad (\text{Gl. 30})$$

In Tabelle 11 werden die Kombination Nummer 1 gleich 3 und Kombination Nummer 2 gleich 4. Somit sind für diese Interpretation des EC's anstelle von vier Berechnungen nur zwei erforderlich.

Die Vergleichsberechnungen an Baugruben im Anhang werden mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 10 durchgeführt, da sie aus stochastischer Sicht die logischere Lösung darstellen. Für welche Interpretation man sich entscheidet, ist eine Frage des Sicherheitsbedürfnisses und der nationalen Anforderungen.

4 Entwicklung eines Modells für die Berechnung einer Baugrubenwand

Für die Wertung eines Sicherheitsmodells ist es erforderlich, durch Vergleichsberechnungen zu überprüfen, inwieweit dieses Modell mit den Erfahrungen in Einklang gebracht werden kann. An das Berechnungsmodell ist die Anforderung zu stellen, daß die Modellfehler minimiert werden, um nicht ungewollte Einflüsse aus dem Berechnungsmodell zu haben. Durch eine konsequente Weiterentwicklung der bisherigen Berechnungsmodelle, die starke Vereinfachungen zur Ersparnis von Rechenzeit aufweisen, ist es möglich, die Ergebnisse wirklichkeitsnäher zu ermitteln. In dem Maße wie die Vereinfachungen abgebaut werden, vermindern sich auch die möglichen Ungenauigkeiten. Da die bisherigen Berechnungsmodelle in der Praxis grundsätzlich sinnvolle Lösungen erbracht haben, ist für deren Verfeinerung kein Nachweis der Richtigkeit mehr erforderlich. Die Vergleichsberechnungen im Anhang wurden mit einem Programm durchgeführt, das im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wurde.

Zur Vereinfachung der Betrachtung werden in dieser Arbeit folgende Anforderungen an die Konstruktion der verankerten Verbauwand gestellt:

- Die Wand ist vertikal.
- Grundwasserspiegel sind generell horizontal. Dies bedeutet, daß keine Absenktrichter und somit kein horizontaler Strömungsdruck auftreten.
- Der Wandfuß weist keine vertikalen Sprünge auf. Das heißt, Trägerbohlwände oder aufgelöste Wände werden nicht betrachtet.
- Es treten nur vertikale Lasten an der Erdseite auf.
- Die Baugrubensohle ist horizontal.
- Die Ausdehnung der Baugrubensohle ist unendlich. Dies bedeutet, daß räumliche Einflüsse durch die Begrenztheit der Baugrube nicht berücksichtigt werden.
- Die Baugrubenwand hat eine rechnerische Dicke von 0.0.

Diese Einschränkungen bedeuten nicht, daß dieses Verfahren nicht auch für komplexere Fälle anwendbar ist. Hier werden zusätzliche Nachweise bzw. erweiterte Berechnungsmodelle erforderlich, auf die nicht näher eingegangen wird.

4.1 Beschreibung des mechanischen Modells

Die Untersuchungen und Nachweise werden an einem Schnitt in der Wandachse ausgeführt. In diesem Schnitt ist die Summe der horizontalen und vertikalen Kräfte und die

durch Berechnung eines Balkens nach Theorie-II-Ordnung behandelt. Es ist zu überprüfen, ob die Schnittkräfte durch jedes Teilsystem aufgenommen und damit die Teilsysteme wieder zusammengefügt werden können.

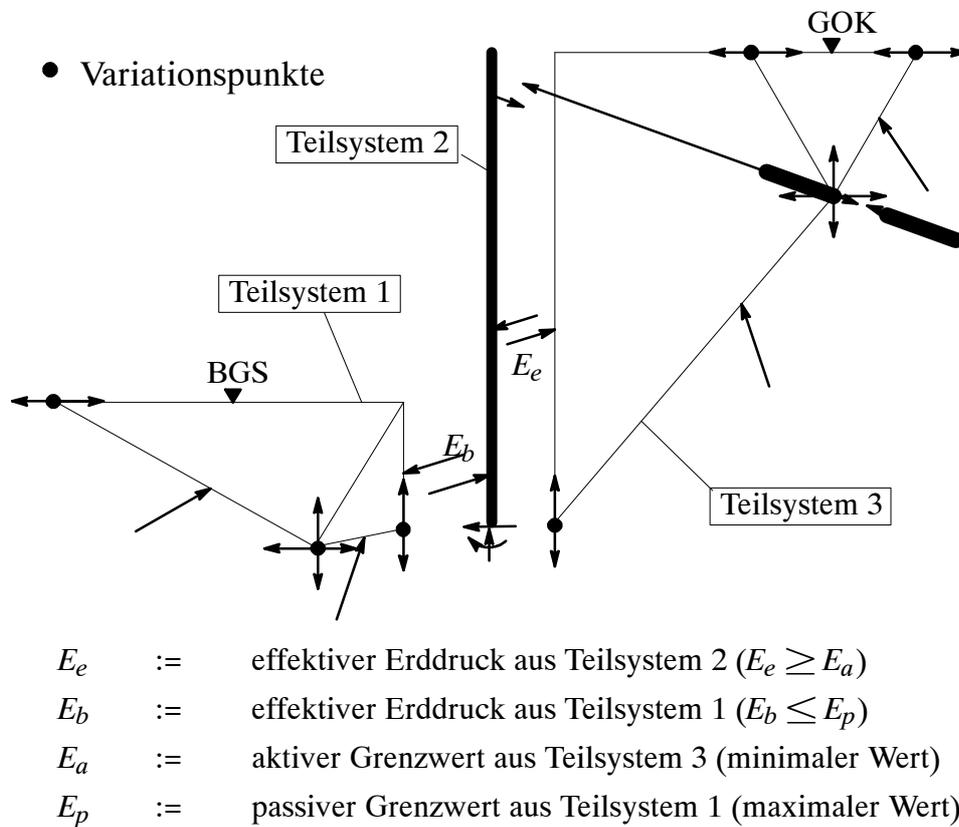


Bild 4.2 Aufteilung des Systems in drei Teilsysteme (allgemeine Schnittführung)

Die Teilsysteme sind beschrieben durch:

- Teilsystem 1: Erdaufleger in der Baugrube
- Teilsystem 2: Balken zur Abbildung der Wand
- Teilsystem 3: erdseitiger Bodenkörper

Das Gesamtsystem wird in drei Schritten berechnet:

1. Bestimmung des passiven Grenzwerts durch Lösung des Teilsystems 1
2. Ermittlung der Schnittkräfte und Ankerkräfte für Teilsystem 2 unter Berücksichtigung der Ergebnisse von Schritt 1 und unter der Annahme der Belastung aus Teilsystem 3 (aktiver Erddruck und Anpassung des Erddrucks durch Umlagerung)
3. Das gesamte System ist standsicher, wenn für Teilsystem 3 nachgewiesen wird, daß eine haltende Restkraft vorhanden ist. Falls dies nicht zutrifft, ist für Teilsystem 2 eine geänderte Annahme der Belastung aus Teilsystem 3 zu wählen. Die Schritte 2 und 3 sind zu wiederholen.

Durch die Wahl eines höheren Erddrucks aus Teilsystem 3 auf Teilsystem 2 wird die Anzahl der Iterationsschritte kleiner, aber die Lösung im allgemeinen unwirtschaftlicher (größere Ankerkräfte, höhere Schnittkräfte, längere Einbindung), wobei die Standsicherheit nicht zwingend zunimmt, falls die Ankerlänge maßgebend ist.

Diese Schnittführung stellt keinen reinen Nachweis mit Starrkörpern dar, da Teilsystem 2 nicht durch einen Starrkörper ausreichend beschrieben werden kann. Für Starrkörper ist es erforderlich, daß keine Momente an den Rändern auftreten, sondern daß sich das Momentengleichgewicht durch eine geeignete Spannungsverteilung ohne Zugkräfte ergibt. Dies ist für Teilsystem 1 und 3 möglich, nicht aber für Teilsystem 2.

Die Lösung von Teilsystem 1 und 3 unterliegt dem kinematischen Grenzwertsatz, der besagt, daß das Ergebnis auf der unsicheren Seite liegt oder im günstigsten Fall gerade genügend ist. Das bedeutet, daß mit zunehmender Verfeinerung der Elemente das Ergebnis genauer wird, der Rechenaufwand jedoch steigt. Diese Zusammenhänge sowie die Ermittlung der Kräfte werden von Gußmann/Schad [26] ausführlich beschrieben.

4.1.1 Vergleich der Berechnungsmodelle

Beim Vergleich des vorgeschlagenen Modells mit den in der Praxis bisher üblichen Berechnungsmodellen zeigt sich, daß alle bisherigen Nachweise im neuen Ansatz vollständig enthalten sind.

4.1.1.1 Nachweis in der tiefen Gleitfuge

Der Nachweis in der tiefen Gleitfuge (Bild 4.3 a) wurde von Ranke/Ostermayer [30] beschrieben. Dabei sind folgende Annahmen getroffen:

- a) Freie Fußauflagerung:
Das bedeutet bei Teilsystem 2, daß E_e gleich dem aktiven Grenzwert und E_b gleich dem passiven Grenzwert ist.
- b) Fußpunkt der Wand gleich Fußpunkt der tiefen Gleitfuge:
Das fordert, daß für Teilsystem 3 der Punkt in der Wandachse nicht zu variieren ist.

Die Konsequenz daraus ist, daß die Annahme a) auf der sicheren Seite liegt, da E_e größer oder gleich dem aktiven Grenzwert sein kann, und daß die Annahme b) auf der unsicheren

Seite ist, da sie auf Grund des kinematischen Grenzwertsatzes maximal zutreffend sein kann. Es läßt sich zeigen, daß diese Annahmen bei folgenden Voraussetzungen zutreffen: homogener Boden, kein Grundwasser, ebenes Gelände, Flächenlasten mit unendlicher Ausdehnung. Für den allgemeinen Fall aber gilt, daß das Ergebnis stark auf der sicheren oder unsicheren Seite liegen kann, was auch Ostermayer [29] darstellt. Ergebnisse auf der unsicheren Seite erhielt man z.B. bei tiefen Baugruben in Berlin, wie Weißenbach/Gollub [41] beschrieben.

4.1.1.2 Nachweis des Verpreßkörpers hinter dem aktiven Gleitkeil

Das Berechnungsmodell zeigt mit den gleichen Annahmen wie beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge, daß der Verpreßkörper erst um ein Maß x hinter dem Schnittpunkt des Ankers mit dem aktiven Gleitkeil (maximale Ankerkraft) liegt (Bild 4.3 b). Das bedeutet für Teilsystem 3 (Bild 4.2), daß der Punkt in der Wandachse nicht variiert wird und nur Bruchfugen zu untersuchen sind, die alle Anker schneiden. Hieraus ergibt sich, daß keine Aussage darüber möglich ist, ob die Ergebnisse auf der sicheren oder unsicheren Seite liegen.

4.1.1.3 Nachweis des Gleitkreises mit Lamellen nach DIN 4084

Das Gleitkreisverfahren untersucht den Bruch auf einem Kreisbogen im Boden (Bild 4.3 c). Nach DIN 4084 [8] darf der Wandfuß als Fixpunkt angenommen werden. Entsprechend dem kinematischen Grenzwertsatz sind damit die Annahmen Kreisbogen und Fixpunkt auf der unsicheren Seite. Die Berechnung wird meist mit dem Lamellenverfahren durchgeführt, das einen Reibungswinkel von 0.0 zwischen den Lamellen festlegt, was auf der sicheren Seite liegt. Eine Aussage über den Fehler ist somit nicht möglich.

4.1.1.4 Nachweis mit Starrkörpern nach DIN 4084–100

Bei dem Nachweis mit Starrkörpern (Bild 4.3 d) nach DIN 4084–100 [7] wird der Wandfuß als Fixpunkt angenommen. Es wird festgelegt, daß der effektive Erddruck E_b gleich dem passiven Grenzwert ist. Da aber E_b kleiner oder gleich dem passiven Grenzwert E_p sein kann, ist diese Annahme entweder gerade zutreffend oder auf der unsicheren Seite (Goldscheider [38]).

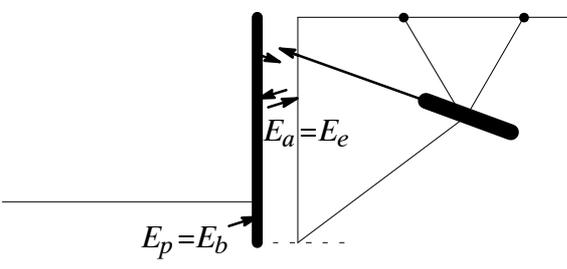
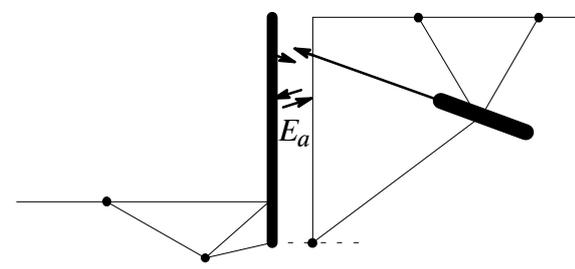
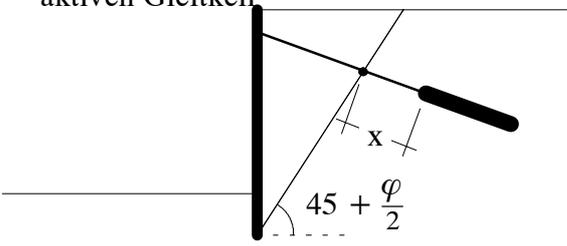
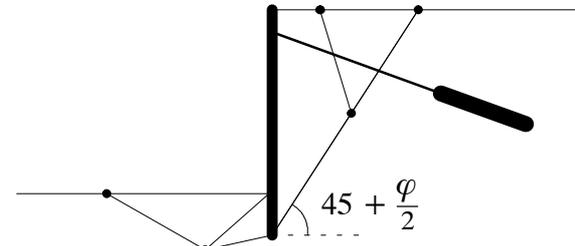
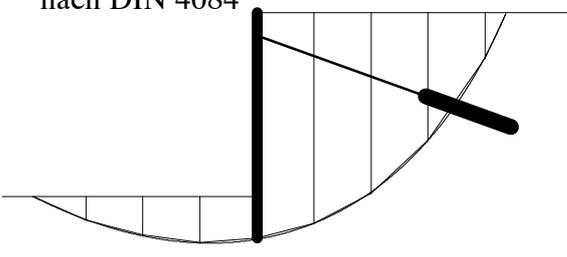
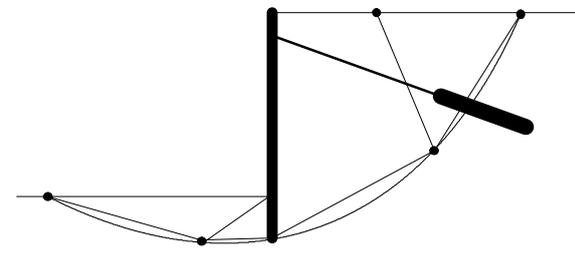
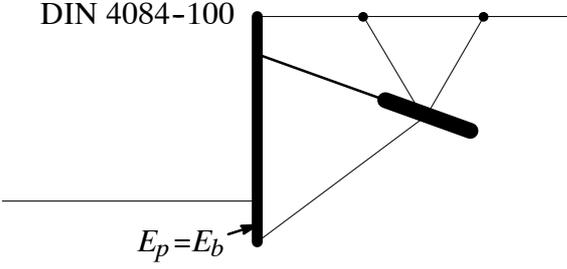
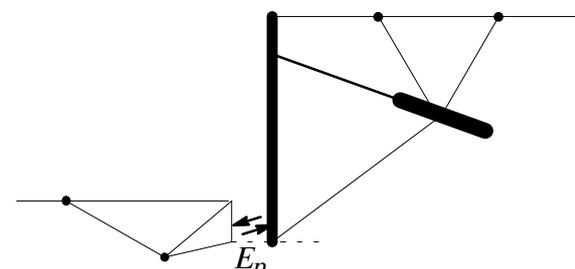
Übliche Nachweise in der Praxis	Vorgeschlagenes Modell
<p>a) Nachweis in der tiefen Gleitfuge</p> 	
<p>b) Nachweis des Verpreßkörpers hinter dem aktiven Gleitkeil</p> 	
<p>c) Nachweis des Gleitkreises mit Lamellen nach DIN 4084</p> 	
<p>d) Nachweis mit Starrkörpern nach DIN 4084-100</p> 	

Bild 4.3 Vergleich der geläufigen Nachweise mit vorgeschlagenen Modell

4.1.1.5 Mögliche Sicherheitsdefinitionen für das vorgeschlagene Modell

In Abschnitt 3 wird ein allgemeines Sicherheitsmodell beschrieben, das die Sicherheit des Gesamtsystems mit Teilsicherheitsbeiwerten auf die Eingangsgrößen definiert. Es wird festgestellt, daß der Ansatz von globalen Sicherheiten zu Problemen und Widersprüchen führt. In DIN 4084 [8] wird die Sicherheit durch das Verhältnis von haltenden (H) zu treibenden (T) Kräften definiert (Gl. 31). In dem vorgeschlagenen Modell erhält man nur eine Restkraft (F_{Rest}) beim Schließen des Teilsystems 3 (Bild 4.2), die Differenzkraft der haltenden (H) und treibenden (T) Kräfte. Beim Ansatz der Summe aus Restkraft und treibenden Kräften für die haltende Kraft, ist die Sicherheit eine Funktion der Restkraft und der treibenden Kräfte. Die Größe der Restkraft ist zu dem von der Richtung abhängig. Damit ist für die Sicherheitsdefinition nach Gl. 31 sowohl die Richtung als auch die Art der treibenden Kräfte bestimmend.

$$\eta = \frac{H}{T} = \frac{F_{Rest} + T}{T}; \quad (\text{Gl. 31})$$

Für das vorgeschlagene Berechnungsmodell sind mithin haltende und treibende Kräfte nicht eindeutig definiert und damit der Sicherheitsansatz nach DIN 4084 [8] nicht erfüllbar. Dies gilt analog für das Gleitkreisverfahren, das wie oben gezeigt eine Teilmenge des vorgeschlagenen Modells ist.

$$\eta = \frac{A_{möglich}}{A_{vorhanden}}; \quad \Rightarrow \quad A_{möglich} = A_{vorhanden} \cdot \eta; \quad (\text{Gl. 32})$$

Die Sicherheitsdefinition beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach EAB [2] ist ebenso problematisch. Hier wird das Verhältnis der möglichen ($A_{möglich}$) zur vorhandenen ($A_{vorhanden}$) Ankerkraft definiert (Gl. 32). Die vorhandene Ankerkraft wird an Teilsystem 2 ermittelt und die mögliche an Teilsystem 3. Damit wird aber das Gleichgewicht am Rand zwischen Teilsystem 2 und 3 für den Fall $\eta \neq 1,0$ gestört. Auch diese Definition ist somit nicht befriedigend.

4.1.2 Ablaufschema einer Berechnung

Zunächst werden die allgemeinen Werte, die für jede Berechnung gleichbleiben, ermittelt. Für die notwendigen Startwerte werden teilweise vereinfachte schnelle Verfahren verwendet, die auf der unsicheren Seite liegen, da dies für eine primäre Abschätzung ausreicht. Die einzelnen Schritte zeigen die folgenden Abbildungen. Eine solche Berechnung stellt einen iterativen Prozeß dar, der von zu günstigen Annahmen (die Randbedingungen der Teilsysteme stimmen nicht überein) hin zu einer geschlossenen Lösung konvergiert.

Der Prozeß ließe sich wesentlich beschleunigen, wenn die gewählten Annahmen auf der sicheren Seite abgeschätzt würden, was dann aber zu einer teilweisen Überdimensionierung des Systems führen würde und nur für eine händische Berechnung zu empfehlen ist.

Das hier gewählte Vorgehen ist nämlich nur mit modernen Rechnern, aus Zeitgründen, sinnvoll zu bewältigen. Eine Nachrechnung ist aber jederzeit auch von Hand möglich, da die Randbedingungen aus der maschinellen Berechnung übernommen werden können und lediglich zu prüfen ist, ob diese zutreffen.

Bei dieser Art der Berechnung kann nicht mehr, wie bisher üblich, der maßgebende Versagensmechanismus generell angegeben werden. Das ist nur für die Teilsysteme möglich und läßt keine Aussage darüber zu, ob auch mit den Minima der anderen Teilsysteme Übereinstimmung besteht.

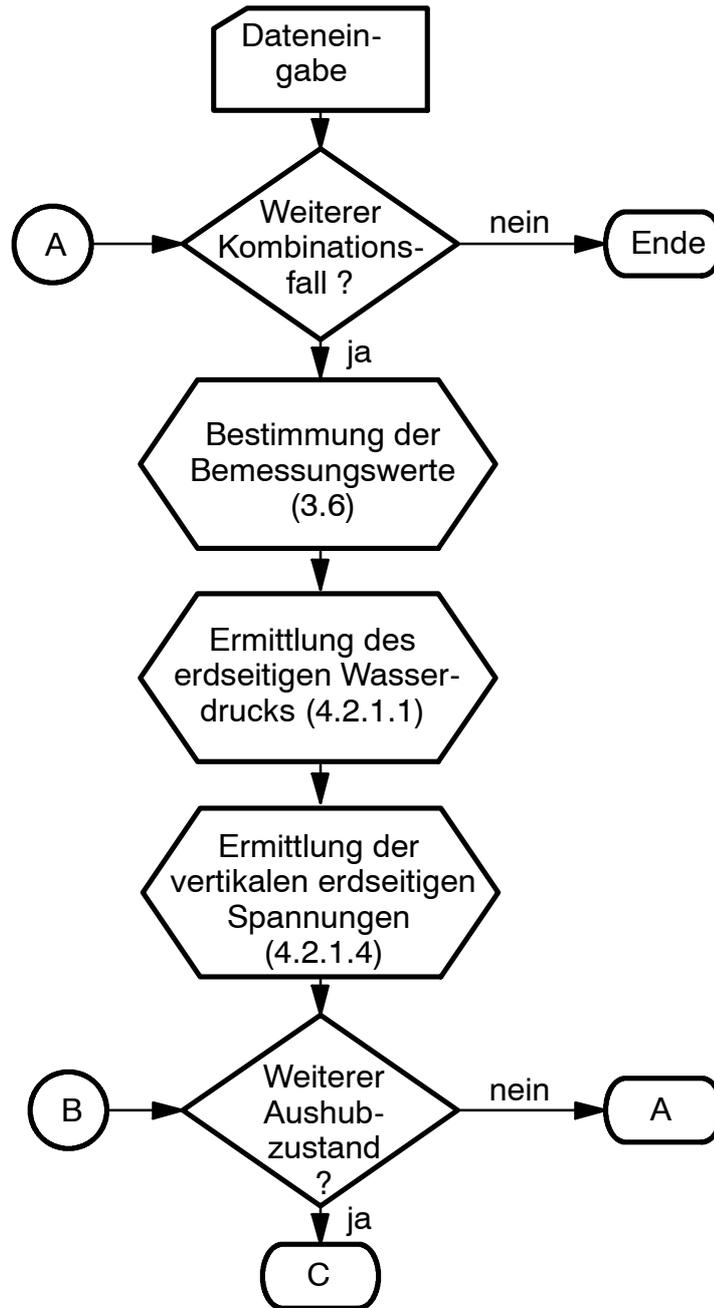


Bild 4.4 Flußdiagramm der Berechnung Teil 1

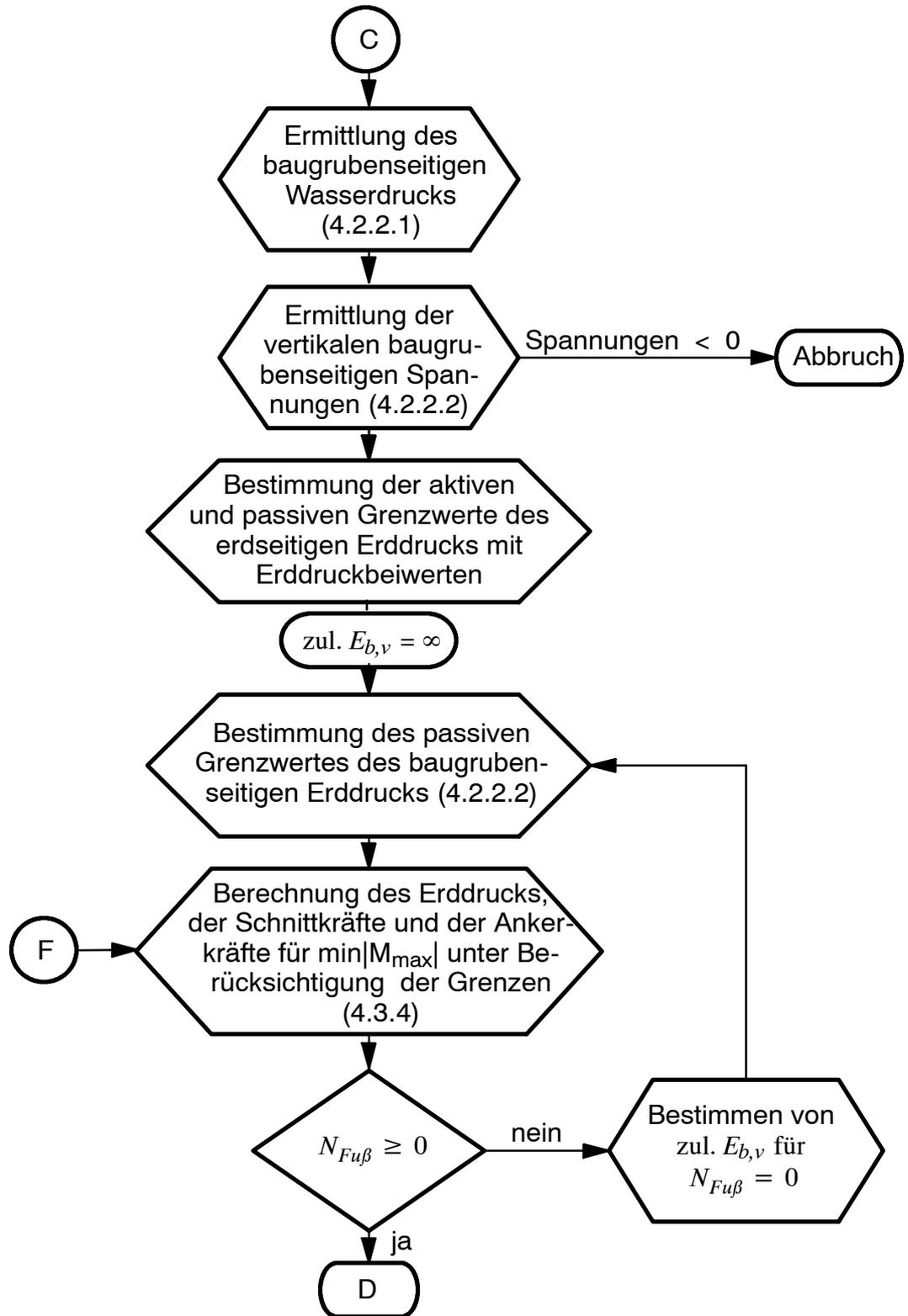


Bild 4.5 Flußdiagramm der Berechnung Teil 1

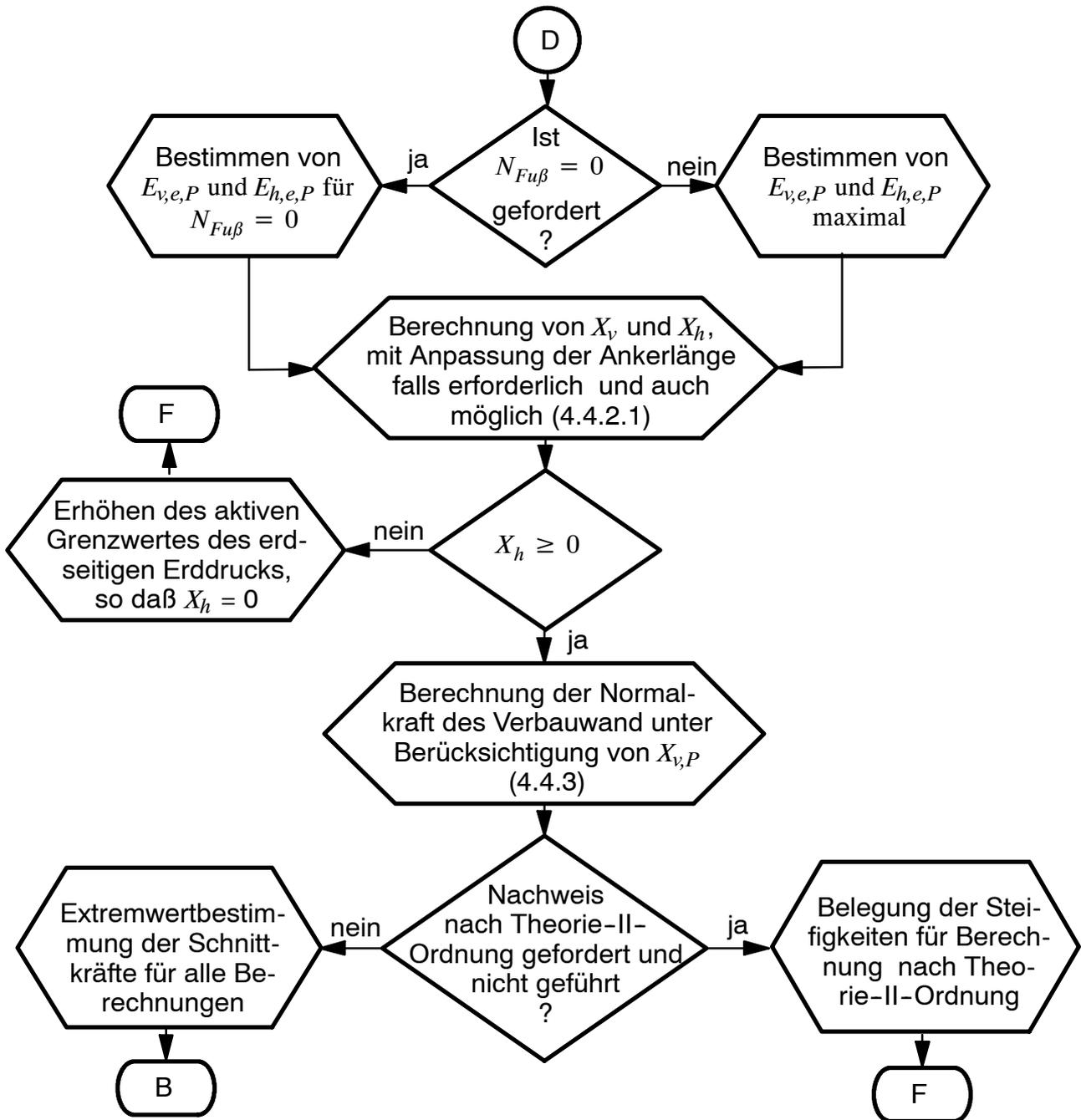


Bild 4.6 Flußdiagramm der Berechnung Teil 2

4.2 Ermittlung der Eingangswerte Erddruck und Wasserdruck

Für das gewählte Lösungsverfahren ist es erforderlich, die Anfangsbedingungen der Iteration möglichst genau, andererseits aber auch schnell zu ermitteln. Daher werden Näherungsverfahren eingesetzt.

4.2.1 Festlegung der erdseitigen Grenzwerte des Erddrucks und des Wasserdrucks

4.2.1.1 Bestimmung des erdseitigen Wasserdrucks

Der Wasserdruck wirkt an allen Rändern auf die Starrkörper. Auf Grund der Randbedingungen, die in Abschnitt 4 beschrieben sind, ist es möglich den Wasserdruckverlauf eindeutig zu bestimmen.

4.2.1.2 Ermittlung des erdseitigen Erddrucks

Für die Berechnung sind die Grenzwerte des aktiven und passiven Erddrucks erforderlich. Hierfür hat sich das Verfahren mit den Erddruckbeiwerten bewährt. Für den aktiven Fall ist es ausreichend, die Erddruckbeiwerte für gerade Gleitlinien zu verwenden. Der horizontale Erddruckbeiwert für eine horizontale Oberfläche und eine vertikale Wand ergibt sich nach Gl. 33. Er ist auch relativ unproblematisch, da sich eventuelle Fehler bei der Berechnung der Ankerlänge zeigen.

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi')}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi')}{\cos(-\delta)}} \right]}; \quad (\text{Gl. 33})$$

Die Bestimmung des passiven Erddruckbeiwertes ist weitaus problematischer, da für einen Reibungswinkel größer 30° und einem Wandreibungswinkel gleich dem Reibungswinkel wesentlich zu große Werte erhalten werden. Wie die späteren Nachweise zeigen, hat dieser Wert einen entscheidenden Einfluß auf die Ausbildung der Konstruktion. Deshalb wurde der empirische Ansatz nach Gl. 34 gewählt. Der Quotient stellt den horizontalen passiven Erddruckbeiwert für gerade Gleitflächen dar. Der exponentielle Anteil berücksichtigt den Einfluß des Wandreibungswinkels, wobei dieser Anteil empirisch festgelegt wurde. Die Beziehung wird für die Ermittlung des erdseitigen passiven Grenzwertes verwandt.

$$K_{ph} = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} e^{\tan(\delta)}; \quad (\text{Gl. 34})$$

Den Werten nach Gl. 34 werden in Tabelle 12 die Werte nach Ohde und nach Caquot/Kérisel, entnommen aus Weißenbach [31] und nach Coulomb/Müller-Breslau gegenübergestellt. Die Spalte 6 zeigt die Werte des Modells Bild 4.8 (Seite 49), das zur Ermittlung des passiven Grenzwerts der Baugrubenseite verwandt wird.

Spalte	1	2	3	4	5	6
Reihe	φ'	Ohde	Caquot/ Kérisel	Coulomb/ Müller- Breslau	Gl. 34	Bild 4.8
1	10,0	1,64	1,61	1,70	1,69	1,51
2	15,0	2,17	2,11	2,32	2,22	1,97
3	20,0	2,88	2,83	3,31	2,93	2,64
4	25,0	3,96	3,89	5,07	3,93	3,66
5	30,0	5,63	5,56	8,74	5,34	5,33
6	35,0	8,67	8,35	18,82	7,43	8,32
7	40,0	13,30	13,40	70,92	10,64	14,43
8	45,0	24,00	23,70	∞	15,84	29,81

Die passiven Erddruckbeiwerte nach Coulomb/Müller-Breslau sind eindeutig wesentlich zu groß, da sich für $\varphi' = 45^\circ$ ein unendlich großer Wert ergibt. Die Werte nach Ohde und Caquot/Kérisel scheinen real wesentlich zutreffender. Die aufgrund von Gl. 34 gefundenen Werte sind für kleine Reibungswinkel zwar maximal 5% zu groß, liegen jedoch in der Systemtoleranz. Bei großen Reibungswinkeln sind die Werte zu klein, was den Einfluß des Wandreibungswinkels wesentlich vermindert und damit eine Abschätzung auf der sicheren Seite darstellt.

4.2.1.3 Bestimmung der horizontalen Spannungsgrenzwerte des Erddrucks

Die horizontalen Spannungsgrenzwerte des aktiven Erddrucks ergeben sich aus Gl. 35, die des passiven Erddrucks aus Gl. 36. Die Annahme des Erddruckbeiwertes für die Kohäsion (c) wird vereinfacht als Wurzel des horizontalen Erddruckbeiwertes angenommen. Weißbach [31] gibt dazu an, daß dieser Wert kleiner oder gleich dem realen Wert ist, und somit diese Annahme auf der sicheren Seite liegt. Für die Erdseite erhält man $\sigma_v(z)$ nach Gl. 37.

$$\sigma_{ha}(z) = \sigma_v(z) K_{ah}(\varphi', \delta) - 2 c \sqrt{K_{ah}(\varphi', \delta) \cos(\delta)}; \quad (\text{Gl. 35})$$

$$\sigma_{hp}(z) = \sigma_v(z) K_{ph}(\varphi', \delta) + 2 c \sqrt{K_{ph}(\varphi', \delta) \cos(\delta)}; \quad (\text{Gl. 36})$$

4.2.1.4 Bestimmung der vertikalen Spannungen der Erdseite zur Erddrucker-mittlung

Für die Berechnung des Teilsystems 2 (Bild 4.2) ist es als Startwert der Iteration (Abschnitt 4.1) erforderlich, für eine gute Konvergenz den aktiven Grenzwert des erdseitigen Erddrucks (E_e) möglichst genau abzuschätzen. Des weiteren ist es für die Bestimmung des Umlagerungsvermögens (Abschnitt 4.3.2) notwendig, die vertikalen Spannungen sowie den Abstand ($a = z_1 - z$; vgl. Bild 4.7) zum Gelände zu kennen. Da geschlossene Lösungen zur Ermittlung des vertikalen Erddrucks nur für ganz einfache Sonderfälle vorhanden sind (beispielsweise für ebenes Gelände $\sigma_v(z) = \gamma z$), wird hier ein kinematisches Modell entwickelt.

Mit dem Verfahren nach Culmann [45] wird aus der Variation mit einem Bruchkörper (Bild 4.7) der Grenzwert des horizontalen Erddrucks ermittelt und hieraus der vertikale Erddruck berechnet (Gl. 37). Der Reibungswinkel φ' wird nur für den betrachteten Abschnitt ($z_{oben} - z_{unten}$) gemittelt und nicht über die Länge der ganzen Fuge. Die Kohäsion bleibt unberücksichtigt. Dies gilt nur für den elastischen Halbraum, wird aber hier hingenommen, da der ermittelte Wert nur zur Bestimmung des Startwertes einer Iteration dient und damit nur für die Konvergenz der Berechnung von Bedeutung ist.

$$\sigma_v(z) = \frac{\sigma_h(z)}{K_{ah}(\varphi')} = \frac{\max(H_{unten}) - H_{oben}}{|z_{unten} - z_{oben}|} \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')}; \quad (\text{Gl. 37})$$

Das Vorgehen erscheint auf den ersten Blick relativ umständlich, da es für viele Fälle einfachere und schnellere Lösungen gibt. Der Vorteil des dargestellten Verfahrens ist aber seine breite Anwendbarkeit, da zum Beispiel begrenzte Flächenlasten, begrenzte Trapezla-

4.2.2 Festlegung der baugrubenseitigen Grenzwerte des Erddrucks und des Wasserdrucks

4.2.2.1 Bestimmung des baugrubenseitigen Wasserdrucks

Der Wasserdruck wirkt an allen Rändern auf die Starrkörper. Aufgrund der Randbedingungen, die in Abschnitt 4 beschrieben sind, ist es möglich den Wasserdruckverlauf eindeutig zu bestimmen.

4.2.2.2 Bestimmung des passiven Grenzwertes des baugrubenseitigen Erddrucks

Der Grenzwert des passiven Erddrucks wird nicht mit Erddruckbeiwerten ermittelt, da für Sonderfälle (z.B. inhomogener Boden) der Fehler extrem groß werden kann (Abschnitt A.6). Für die Berechnung wird ein kinematisches Modell nach Bild 4.8 gewählt, die Annahmen entsprechen weitestgehend denen von Streck, entnommen aus Weißenbach [31]. Im Gegensatz zu den Annahmen von Streck wird der Reibungswinkel zwischen den Körpern 1 und 2 gleich 0.0 gesetzt. Dies führt zu kleineren Werten für $\varphi < 35^\circ$ und zu größeren Werten für $\varphi > 35^\circ$ (vgl. Tabelle 12, Seite 45). Die Berechnung wird hierdurch aber wesentlich vereinfacht, da es nur einen zu variierenden geometrischen Freiheitsgrad gibt.

Die Einzelwerte weisen bei extremen Schichtwechslern teilweise sehr große Unstetigkeiten auf. Der Fehler gleicht sich aber schnell bei den darauffolgenden Punkten wieder aus. Daher sollte der Abstand zwischen den Punkten nicht zu groß gewählt werden.

$$\sigma_{hp}(z) = \frac{E_{p,Punkt} \cos(\delta_{Punkt})}{\Delta z}; \quad (\text{Gl. 38})$$

Bei dem gewählten Modell werden auftretende Kohäsionskräfte in der Wandachse nicht berücksichtigt. Dies hat zur Folge, daß bei stark kohäsiven Böden die passive Erddruckkraft zu klein wird. Die Kohäsion kann mitberücksichtigt werden, führt aber beim Nachweis der Wand für die Summe der vertikalen Kräfte zu einer wesentlichen Erhöhung der notwendigen Iterationen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde der vereinfachte Ansatz gewählt.

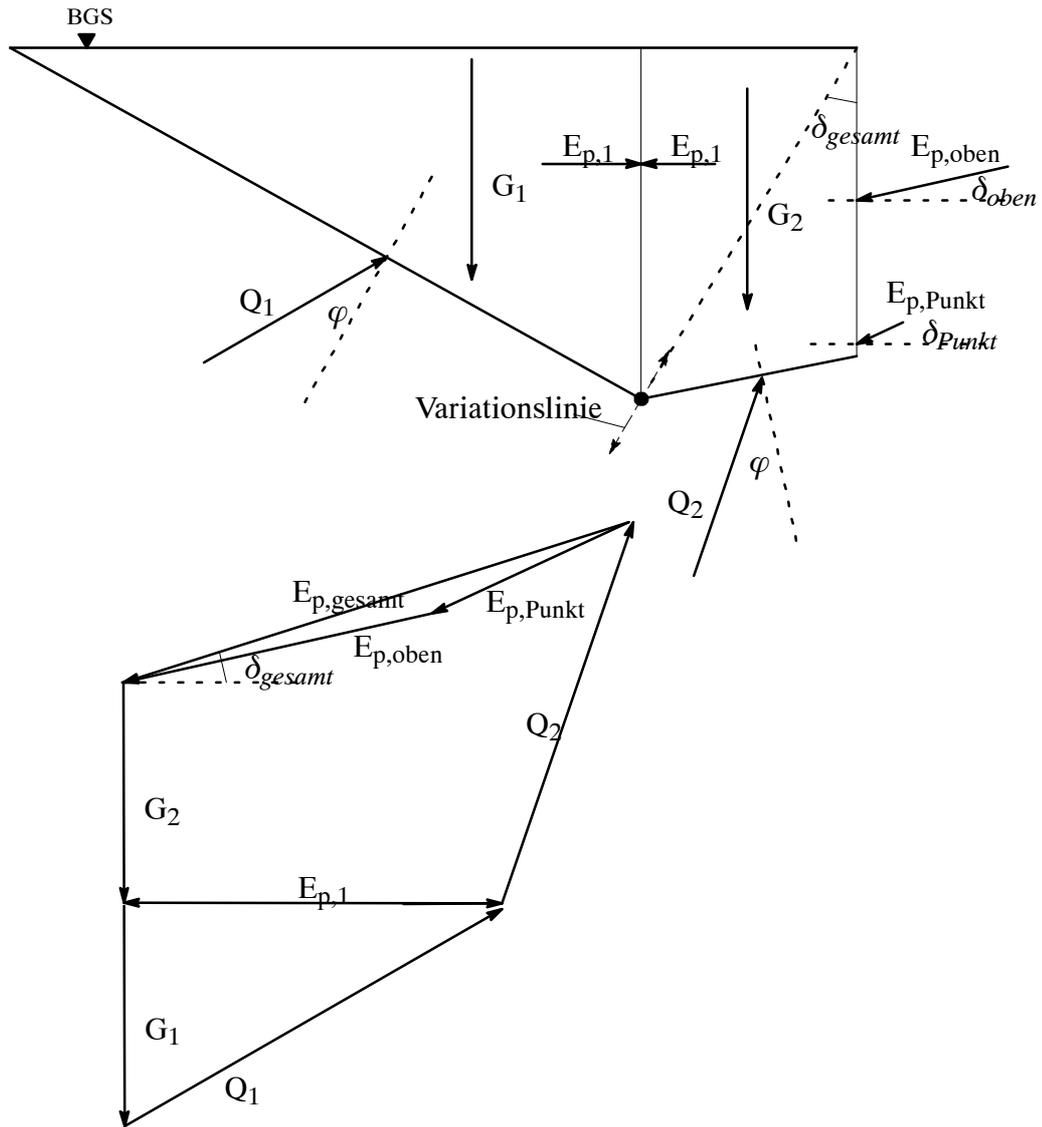


Bild 4.8 Figur zur Ermittlung des passiven Erddrucks auf der Baugrubenseite

4.3 Berechnung der Wand

Für die Berechnung der Wand (Querkräfte, Biegemomente, Ankerkräfte) wird ein Balken zugrunde gelegt. Die erdseitigen Belastungen sind mit ihrem minimalen Wert durch den aktiven Erddruck vorgegeben. Sie können durch entsprechende Wandverformungen umgelagert werden. Der maximale Wert darf aber nicht größer werden als der passive Erddruck. Der baugrubenseitige Erddruck ist durch seinen maximalen Wert (passiver Erddruck) beschrieben. Die Umlagerung und Größe des passiven Erddrucks wird durch die Wahl einer Vorspannung auf die baugrubenseitige Bettung bestimmt. Als zusätzliche

Kräfte zum Erhalt des Gleichgewichtes können Ankerkräfte eingesetzt werden. Die Wasserdruckkräfte werden dem System fest aufgeprägt.

4.3.1 Gewähltes statisches System

Bei der Definition des statischen Systems ist es notwendig, ein Modell zu finden, das es ermöglicht, die Umlagerung des Erddrucks auf der Erdseite zu beschreiben. Die klassischen Erddruckumlagerungsfiguren nach EAB [2] sind für eine Automatisierung der Berechnung ungeeignet. Daher wurde ein empirischer Bettungsansatz gewählt mit dem es möglich ist, das Umlagerungsvermögen des Bodens festzulegen und verträglich mit den Verformungen der Wand zu beschreiben.

Die in Bild 4.9 als "gewählt" gekennzeichneten Größen müssen als minimale Bedingung Gl. 39 erfüllen (Summe der minimalen horizontalen treibenden Kräfte muß kleiner sein als die Summe der maximalen horizontalen haltenden Kräfte). Falls die Größen kleiner gewählt werden, sind die Bedingungen nach Gl. 40 und Gl. 41 mit Sicherheit nicht zu erfüllen.

$$\int_{z=z_{Fu\beta}}^{z_{oben}} (\sigma_{ha,e}(z) + \sigma_{w,e}(z) - \sigma_{w,b}(z)) dz \leq \int_{z=z_{Fu\beta}}^{z_{oben}} \sigma_{hp,b}(z) dz + \sum F_{Anker} ; \quad (Gl. 39)$$

Der empirisch bestimmte Bettungsansatz dient ausschließlich der Beschreibung des Umlagerungsvermögens des Bodens. Solange die Bettung nicht zu steif gewählt wird, ist das Ergebnis auf der sicheren Seite, da das Umlagerungsvermögen des Bodens niedrig eingeschätzt wird. Durch diese empirische Einbeziehung des Umlagerungsvermögens des Bodens wird - unter Einhaltung der Verträglichkeit der Verformungen - eine kleinere Dimensionierung des Balkens erhalten. Ein Optimum wird jedoch meist nicht erreicht, mit der Folge, daß Tragreserven nicht erkannt werden. Der empirische Bettungsansatz stellt damit eine praktikable Lösung dar.

Auch andere Erddruckumlagerungsmodelle können alternativ in den Gesamtansatz dieser Arbeit integriert werden. Die mit der kinematischen Methode ermittelten Grenzwerte bleiben bestehen. Der hier beschriebene Ansatz erweist sich aber, wie die Anwendung des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Programms gezeigt hat, als praktikabel.

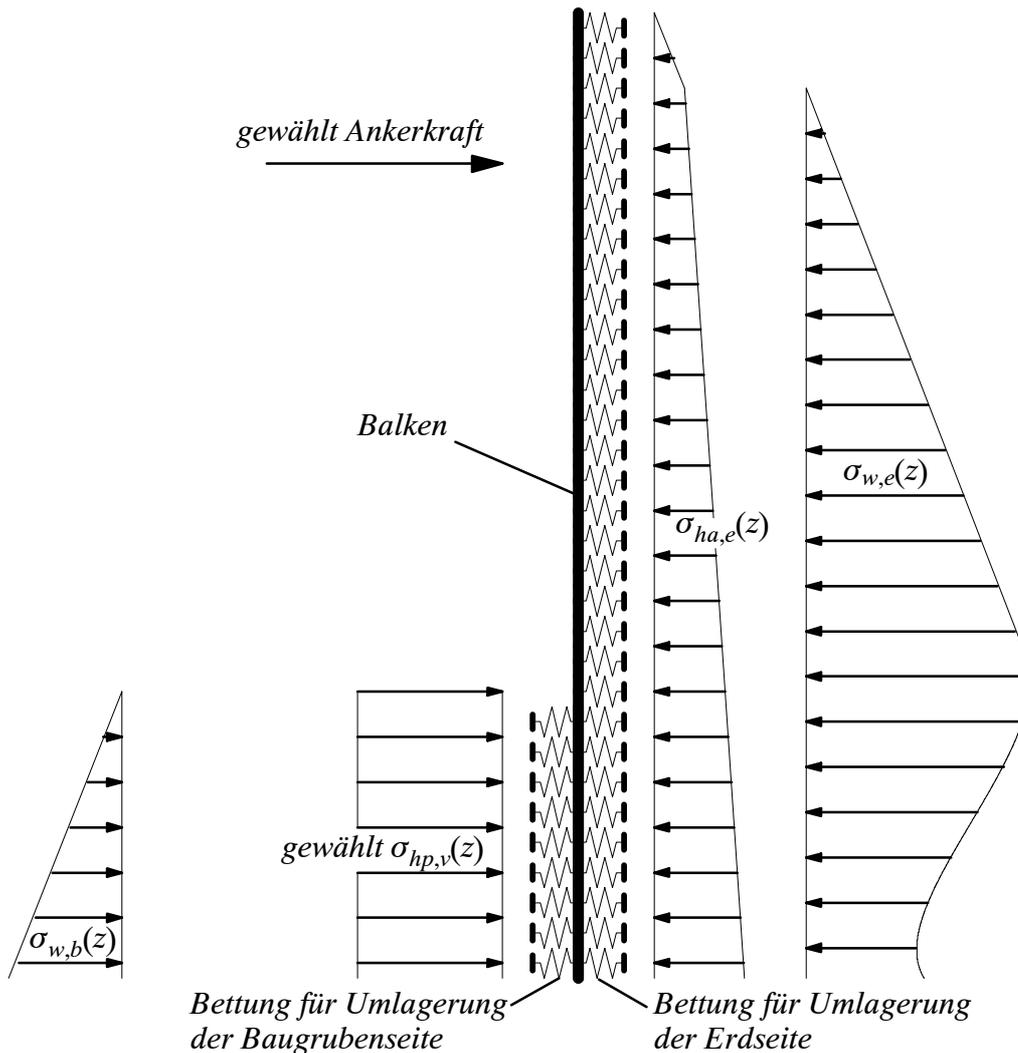


Bild 4.9 Statisches System für die Berechnung der Wand

Aus dem empirischen Bettungsansatz läßt sich eine obere Abschätzung für die Biegeverformung der Wand ermitteln, da die wahren Biegemomente der Wand kleiner sind als die aus dem Ansatz erhaltenen. Da die Nachweise der Standsicherheit, wie in Abschnitt 3.6 dargestellt, im Bruchgrenzzustand erfolgen, ist es nicht erforderlich die Gesamtverformung des Systems einschließlich der Starrkörperfreiheitsgrade des Bodens (Translation und Rotation) zu ermitteln, sondern nur die Verträglichkeit der Verformungen des Balkens mit der Spannungsverteilung im Boden. Die Starrkörpermodelle sind naturgemäß ungeeignet, die Gesamtverformungen des Systems zu ermitteln, da sie die Steifigkeit des Bodens unberücksichtigt lassen. Durch das gewählte Berechnungsmodell kann gezeigt werden, daß für die gewählte Situation das Gleichgewicht der Kräfte - verformungsverträglich mit der Wand - im Bruchgrenzzustand eingehalten ist.

Die Gesamtverformungen des Systems werden nur in einem sehr geringen Maß durch die Steifigkeit der Wand und noch weniger durch die Steifigkeit der Ankerzugglieder beein-

flußt. Dies wurde von Weber [44] mit der Finite-Element-Methode untersucht und beschrieben. Falls es als erforderlich angesehen wird, die Gesamtverformungen eines Systems zu ermitteln, ist dies nur mit der Finite-Element-Methode oder einem vergleichbaren Modell, welches das elasto-plastische Kontinuum diskretisiert, möglich. Aber auch bei einer derartigen Ermittlung ist es erforderlich, den Bruchgrenzzustand nachzuweisen, da ein ausreichender Sicherheitsabstand zum Bruch (Versagen des Systems) gefordert ist. Hierdurch wird verhindert, daß die Ergebnisse einen großen Fehler durch Ungenauigkeiten im Grenzbereich der Berechnung haben.

Der Nachweis gegen Stabilitätsversagen beginnt mit der Berechnung nach Theorie-I-Ordnung. Anschließend werden die Normalkräfte ermittelt und der Balken nach Theorie-II-Ordnung berechnet. Die erhaltenen Momente und Querkräfte sind somit Schnittgrößen, die ausschließlich auf Spannungsversagen zu bemessen sind.

4.3.2 Grenzen für die Umlagerung des erdseitigen Erddrucks

Für die Erddruckumlagerung der Erdseite muß die Summe des aktivierten Erddrucks größer oder gleich der Summe des aktiven Grenzzustandes (Gl. 40) und kleiner oder gleich der Summe des passiven Grenzzustandes (Gl. 41) sein. Des weiteren kann der aktivierte Erddruck nicht kleiner 0.0 werden (Gl. 42).

$$\int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{h,e}(z) dz \geq \int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{ha,e}(z) dz ; \quad (\text{Gl. 40})$$

$$\int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{h,e}(z) dz \leq \int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{hp,e}(z) dz ; \quad (\text{Gl. 41})$$

$$\sigma_{h,e}(z) \geq 0.0 ; \quad (\text{Gl. 42})$$

Unterhalb des Wandfußes ($z < z_{Fu\beta}$) ist ein Bereich zulässig, für den $\sigma_{ha,e}(z) \geq \sigma_{hp,b}(z)$ gilt, wobei gefordert werden sollte, daß $K_{ph}(z) - K_{ah}(z) \geq 1,0$ ist, damit im Boden ein ausreichendes Umlagerungsvermögen vorhanden ist, das es ermöglicht, die Kräfte in die Wand umzulagern.

Darunter ist es unzulässig, daß $\sigma_{h,a}(z) > \sigma_{h,n}(z)$ ist, da mit der gewählten Methode nicht nachgewiesen werden kann, daß die Spannungen auch hier umgelagert werden können. Dies bedeutet aber nicht, daß es nicht möglich ist. Der Nachweis in der gewählten Form liegt somit auf der sicheren Seite.

Die Bestimmung der empirischen Bettung für das Umlagerungsvermögen wird durch folgende Überlegungen getragen:

- Für kleine Reibungswinkel ist nur eine geringe Umlagerung möglich.
- Bei einer Verdrehung um den Nullpunkt der Verformung ist ein Grenzwert einzuhalten.

Die Grundgleichung für die Bestimmung des wirksamen Erddrucks aus der Bettung ($c_{Bettung}$) ist Gl. 43.

$$\sigma_{h,e}(z) = \sigma_{ha,e}(z) + c_{Bettung} v(z); \quad (\text{Gl. 43})$$

Als empirischer Ansatz der Grundbettung ($c_{Bet.,1}$) wird die Gl. 44 entwickelt. Die Werte D_φ und $D_{\Delta\varphi}$ bestimmen darin die Art und Größe der Umlagerung. Der Faktor $D_l = 1.0$ m wird als Normierungslänge eingeführt und macht die Gleichung dimensionsrein.

$$c_{Bet.,1}(z) = \left[(K_{ph}(z) - K_{ah}(z)) \frac{\sigma_v(z)}{z_1(z) - z} + \frac{2c \sqrt{K_{ph}(z)}}{D_\varphi D_l} \right] \frac{1}{D_{\Delta\varphi}}; \quad (\text{Gl. 44})$$

Die einzelnen Glieder beruhen auf folgenden Überlegungen:

- $(K_{ph}(z) - K_{ah}(z))$:

Die Differenz aus dem passiven und aktiven Erddruckbeiwert beschreibt die Größe der möglichen Veränderung des Erddrucks in Abhängigkeit vom Reibungswinkel. Damit wird die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit vom Reibungswinkel qualitativ beschrieben.

- $\frac{\sigma_v(z)}{z_1(z) - z}$:

Dieser Bruch beschreibt die durchschnittliche Veränderung der vertikalen Spannung im Boden. Die Höhenkote z_1 ergibt sich aus der Betrachtung nach Abschnitt 4.2.1.4.

- $2c \sqrt{K_{ph}(z)}$:

Dieser Term beschreibt den maximalen Wert der Spannungsabminderung, welcher aus der Kohäsion erhalten wird. Damit wird die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit von der Kohäsion qualitativ beschrieben.

- D_φ :

Dieser empirische Faktor beschreibt den entsprechenden Anteil aus der Kohäsion in Bezug auf die Steifigkeit, der bei der vorgegebenen Verformung ($D_{\Delta\varphi}$) auftritt. Durch Vergleichsberechnungen mit Standardfällen wurde für $D_\varphi = 3$ eine gute Übereinstimmung mit der Erfahrung (Normen, Vorschriften, Empfehlungen) erhalten (Abschnitt A.1).

- $D_{\Delta\varphi}$:

Dieser empirische Wert beschreibt jene Verformung aus der Ruhelage, bei welcher die “Spannung” erreicht wird, die sich aus der davorstehenden großen Klammer berechnet. Die Größe von 0,01 m ($D_{\Delta\varphi} \cdot D_l$) konnte durch viele Vergleichsberechnung mit dem, im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Programm, gefunden werden. Eine Erhöhung dieses Wertes entspricht dabei einer Reduktion des Umlagerungsvermögens des Bodens. Wie bei Anwendung der EAB [2] ist es auch hier notwendig, die Plausibilität der Umlagerung zu überprüfen.

Für $v(z) \geq 0.0$ und Gl. 41 erfüllt gilt:

$$c_{Bettung}(z) = c_{Bet.,1}(z) \frac{\min(|v(z)|, |\bar{v}(z)|)}{|v(z)|}; \quad (\text{Gl. 45})$$

Für $v(z) \geq 0.0$ und Gl. 41 nicht erfüllt gilt:

$$\sigma_{h,e}(z) = \sigma_{hp,e}(z); \quad (\text{Gl. 46})$$

Für $v(z) < 0.0$ gilt:

$$c_{Bet.,2}(z) = \min\left(c_{Bet.,1}(z) \frac{\min(|v(z)|, |\bar{v}(z)|)}{|v(z)|}, \frac{\sigma_{ha,e}}{|v(z)|}\right); \quad (\text{Gl. 47})$$

$$c_{Bettung}(z) = c_{Bet.,2}(z) \min \left[\frac{\int_{z=z_{oben}(v=0)}^{z_{oben}} (\sigma_{h,e}(z) dz - \sigma_{ha,e}(z)) dz}{\int_{z=z_{unten}(v=0)}^{z_{oben}(v=0)} c_{Bet.,2}(z) v(z) dz}, 1.0 \right] \quad (\text{Gl. 48})$$

Zur Begrenzung der Veränderung des Erddrucks in Folge der Umlagerung wird die für die Bettung effektive Verformung nach Gleichung Gl. 49 beschränkt (vgl. Bild 4.10). Dadurch wird verhindert, daß die Umlagerungen extrem werden und damit die Ergebnisse auf der unsicheren Seite sein können.

$$\bar{v}(z) = - \operatorname{sign} \left(\frac{dv(z_{\text{unten}}(v=0))}{dz} \right) \min(|z - z_{\text{unten}}(v=0)|, |z - z_{\text{oben}}(v=0)|) D_{\varphi} D_{\Delta\varphi}; \quad (\text{Gl. 49})$$

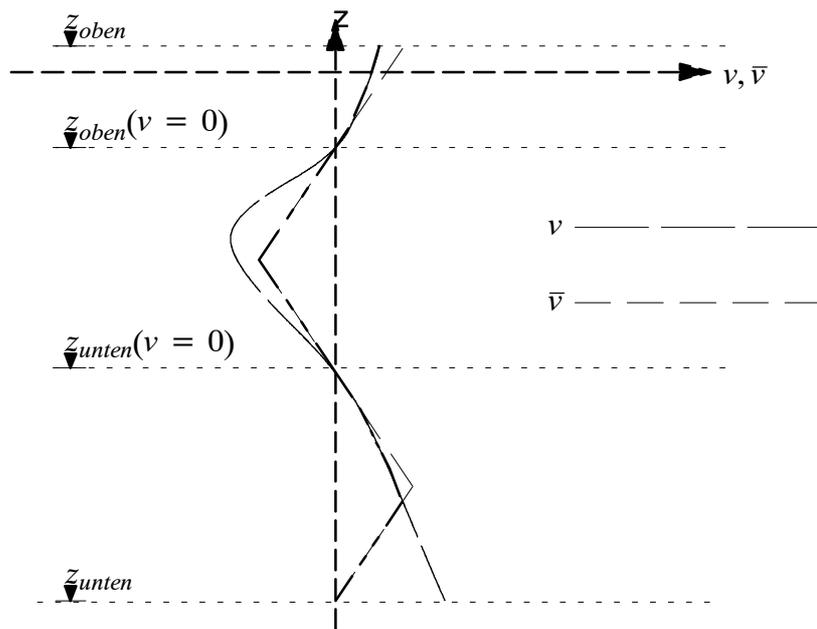


Bild 4.10 Definition von v und \bar{v}

Die Beschränkung der effektiven Verformung führt dazu, daß der Erddruck sich nur innerhalb vorgegebener Grenzen verändert, da sonst sehr große, lokal begrenzte Spannungen auftreten können. Ohne diese Beschränkung würde dies zum Beispiel bei einem eingespannten System zu extremen Spannungsspitzen und damit zu wesentlich kürzeren minimalen Einbindungen führen.

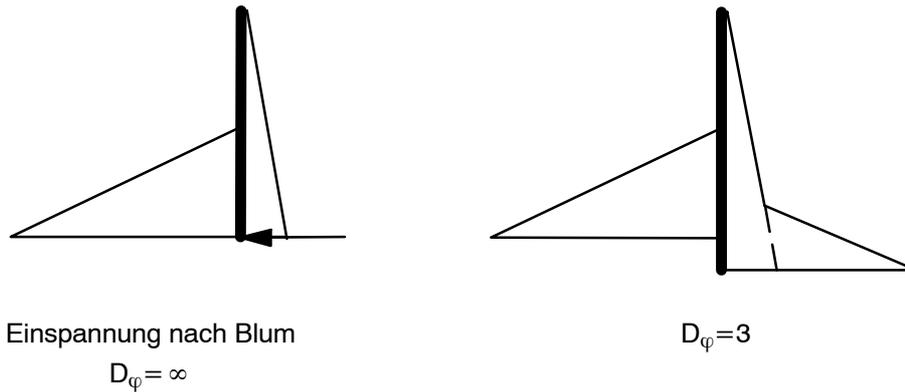


Bild 4.11 Qualitativer Vergleich der Einspannung nach Blum ($D_\varphi = \infty$) und $D_\varphi = 3$

Die Auswirkungen der Annahmen nach Gl. 49 (Beschränkung der Veränderung des Erd-drucks) wird in Bild 4.11 qualitativ an einer eingespannten Wand verglichen. Bei der Be-rechnung der minimalen Einbindung nach Blum [43] erhält man eine Einzelkraft am Wandfuß. Um diese gesichert in den Boden einzuleiten, wird durch einen Zuschlag die Wand konstruktiv zu verlängert. Das Ergebnis ist ohne diese Korrektur nicht ausreichend.

Bei dem Ansatz mit $D_\varphi = 3$ (Bild A.3) ist die erdseitige Veränderung im Fußbereich be-schränkt. Damit ergibt sich eine größere minimale Einbindung. So ist es nicht mehr erfor-derlich einen schwer zu definierenden Zuschlag für die Verlängerung der Wand einzufüh-ren. Man hat nun einen Faktor mit physikalischer Begründung, nämlich, daß der Erddruck sich nicht beliebig stark verändert. Dieser Faktor wurde durch Vergleichsberechnung er-mittelt (Abschnitt A.1).

4.3.3 Grenzen für die Umlagerung des baugrubenseitigen Erddrucks

Die Grenzen der Umlagerung auf der Baugrubenseite ergeben sich nach Gl. 50, die zeigt, daß die Summe des angesetzten Erddrucks bis zum betrachteten Punkt P nicht größer sein darf, als die Summe der passiven Grenzwerte bis zum Punkt.

$$\int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{h,b}(z) dz \geq \int_{z=z_p}^{z_{oben}} \sigma_{hp,b}(z) dz ; \quad (\text{Gl. 50})$$

Die Bettung nach Gl. 51, auf der Baugrubenseite, wird aus Gründen der numerischen Sta-bilität des Gleichungssystems um einen Faktor 10 größer angesetzt als die Bettung auf der Erdseite, da sie ausschließlich dazu dient, nicht sinnvoll auftretende Spannungsspitzen zu vergleichmäßigen. Damit werden Änderungen des baugrubenseitigen Erddrucks auf die

Wand, die nicht durch die Verformung der Wand hergeleitet werden können, unterbunden. Die Bettung dient nicht dazu, die gesamten Verformungen zu ermitteln (vgl. Abschnitt 4.3.1). Der Faktor von 10 auf die erdseitige Bettung beschreibt nicht die realen Steifigkeitsverhältnisse des Bodens, da theoretisch die Steifigkeit auf beiden Seiten gleich ist. Die numerische Stabilität der Berechnung wird hierdurch aber wesentlich verbessert, ohne das Ergebnis negativ zu beeinflussen. Wie bei Anwendung der EAB [2] ist es auch hier notwendig die Plausibilität des erhaltenen Erddrucks zu überprüfen, wobei sich bei der Anwendung dieses Ansatzes mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Programms innerhalb von vier Jahren keine Probleme ergaben.

$$c_{Bet.,b}(z) = \left[(K_{ph}(z) - K_{ah}(z)) \frac{\sigma_v(z)}{z_1(z) - z} + \frac{2c \sqrt{K_{ph}(z)}}{D_\varphi D_l} \right] \frac{10}{D_{\Delta\varphi}} ; \quad (\text{Gl. 51})$$

Bei der Belastung der Baugrubenseite (passiver Erddruck, Ankerkräfte) werden die Ankerkräfte als Kraftgrößen und der passive Erddruck als Vorspannung auf die baugrubenseitige Bettung aufgebracht.

$$\sigma_{h,b}(z) = c_{Bet.,b}(z) v(z) + \sigma_{0,b}(z); \quad (\text{Gl. 52})$$

4.3.4 Definition der Zielfunktion der Berechnung

Aufgrund des gewählten Systems ergibt sich für eine Berechnung nicht nur eine Lösung, da der berücksichtigte Anteil des baugrubenseitigen Erddrucks, nach der Größe nur durch einen unteren und oberen Grenzwert beschrieben ist. Innerhalb dieser Grenzen kann der Wert jeden beliebigen Wert annehmen. Je nach Wahl ergeben sich unterschiedliche Schnittkräfte. Als Zielfunktion für einen Grenzwert erscheint es daher sinnvoll, das Biegemoment zu minimieren, da hohe Biegemomente verhältnismäßig größere Kosten bei der Abtragung verursachen als kleinere.

4.3.5 Berechnung der Einspannung

Für die Einspannung wird die gewünschte Zielfunktion (Moment minimal) dadurch gefunden, daß bis zum Querkraftnullpunkt die erdseitige Belastung dem aktiven Grenzwert entspricht und die baugrubenseitige dem passiven. An der Stelle des Querkraftnullpunkts ergibt sich das minimal mögliche Moment. Die rechnerische Vorspannung (Bild 4.9) ist nun

so groß zu wählen, daß der erste Anstieg des erdseitigen Erddrucks erst unterhalb dieses Punktes auftritt.

Es sind zwei Lösungen möglich:

- Das System konvergiert und eine Lösung wird gefunden. Das heißt, die Einbindung ist ausreichend groß gewählt.
- Das System konvergiert nicht, und es kann keine Lösung gefunden werden. Das bedeutet, daß die gewählte Einbindung nicht ausreichend ist und erhöht werden muß.

4.3.6 Berücksichtigung von Ankerkräften

Bei der Bestimmung der Kräfte ist es erforderlich, das optimale Verhältnis zwischen Ankerkraft und Biegemoment zu finden. Im allgemeinen ergibt die minimale Ankerkraft nicht auch ein minimales Biegemoment.

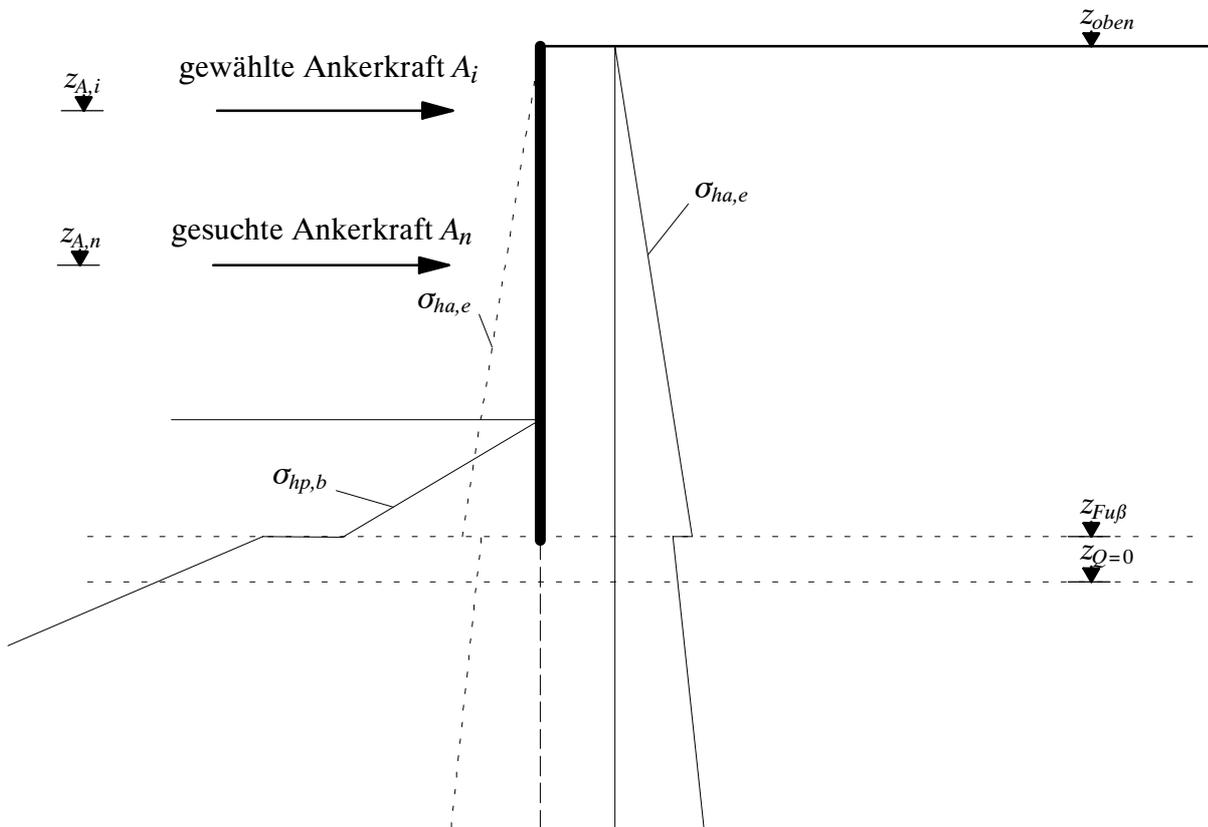


Bild 4.12 Schema Darstellung für Berechnung der verankerten Wand

Um die Zielfunktion "minimales Moment" zu erfüllen, sind die Fußauflagerkraft und die gesuchte Ankerkraft zu variieren. Der minimale Wert der gesuchten Ankerkraft ergibt sich aus der Summe der Momente um den Fußpunkt für eine erdseitig minimale und eine baugrubenseitig maximale Belastung. Innerhalb der Grenzen wird eine Ankerkraft gewählt und die Vorspannung der baugrubenseitigen Belastung solange variiert, bis das Moment minimal wird. Anschließend wird die Ankerkraft variiert und für diese wiederum das minimale Moment gesucht. Die Variation wird so lange fortgesetzt, bis das Moment ein absolutes Minimum ergibt. Hierbei kann die Ankerkraft durch einen oberen maximalen Wert eingeschränkt werden, da aus konstruktiven Gründen keine größeren Ankerkräfte berücksichtigt werden sollen.

4.4 Bestimmung der Ankerlänge und der Normalkraft in der Wandachse

Das Vorgehen erfolgt in folgenden Schritten:

- Kontrolle der Normalkraft am Wandfuß
- Kontrolle der Ankerkräfte und Bestimmung der Ankerlänge
- Ermittlung der minimal möglichen Normalkräfte in der Wandachse

4.4.1 Bestimmung der maximalen Normalkraft am Wandfuß

Als erstes sollte die Normalkraft am Wandfuß (Gl. 53) überprüft werden. Falls sie kleiner ist als Null, muß eine neue Berechnung der Wand erfolgen.

$$N_{Fu\beta} = \int_{z=z_{oben}}^{z_{Fu\beta}} \min\left(\sigma_{h,e}(z), \left(c(z) F_{\delta}(z) + \sigma_{h,e}(z) \tan(\delta_e(z))\right)\right) dz - \int_{z=z_{oben}}^{z_{Fu\beta}} \left(\sigma_{h,b}(z) \tan(\delta_{b,eff}(z))\right) dz + \sum_{i=1}^n (A_i \sin(\alpha_i)) \geq 0 ; \quad (Gl. 53)$$

Zur Reduzierung der vertikalen Kräfte wird der Wandreibungswinkel auf der Baugrubenseite nur solange berücksichtigt, wie die vertikale Kraft kleiner als die mögliche ist. Mit diesem neu ermittelten baugrubenseitigen Erddruckgrenzwert wird die Berechnung der

Wand wiederholt. Im allgemeinen ist es ausreichend, diesen Schritt einmal zu wiederholen, da dann das Ergebnis bereits größer oder gleich Null wird.

4.4.2 Kontrolle der Ankerkräfte und Bestimmung der Ankerlänge

4.4.2.1 Nachweis der Ankerlänge und Bestimmung von $X_{v,P}$ mit einer gebrochenen Gleitfläche

Das Teilsystem 3 (Bild 4.2) wird zum einen dazu verwendet die Ankerlänge zu bestimmen und zum anderen den Erddruckansatz auf das Teilsystem 2, die Wand, zu überprüfen. Hierzu wird die Schlußkraft in horizontaler Richtung ermittelt. Falls eine treibende Restkraft verbleibt, wird kontrolliert ob durch Verlängerung der Anker das Gleichgewicht gefunden werden kann. Falls dies nicht möglich ist, wird der Erddruck auf die Wand um die errechnete treibende Restkraft vergrößert und die Wand (Teilsystem 2) neu berechnet.

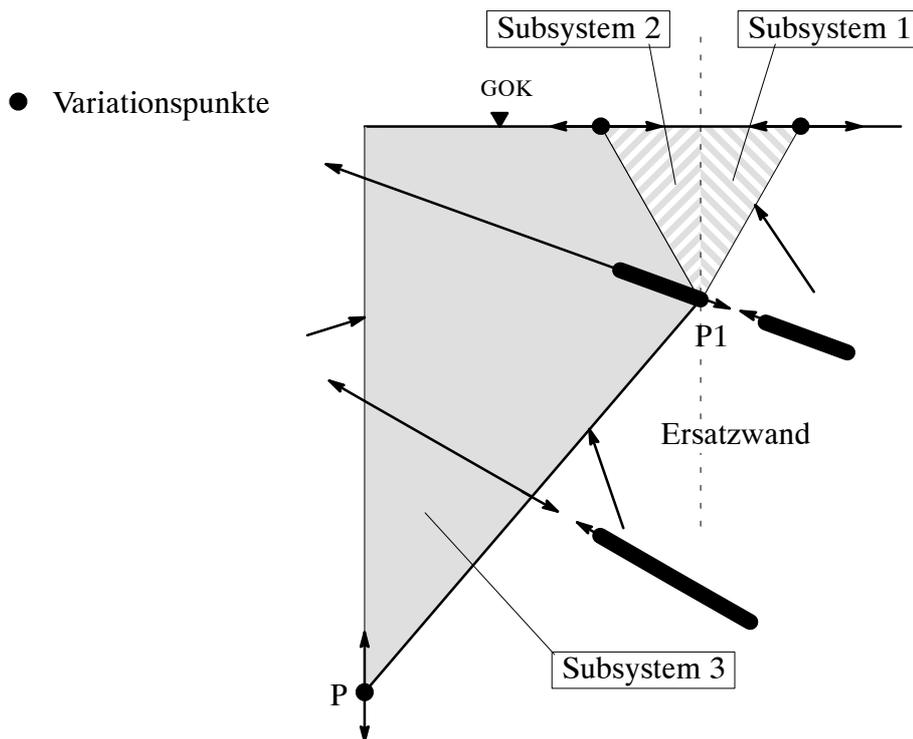


Bild 4.13 Definition der Subsysteme für die Berechnung der Ankerlänge

Verbleibt eine haltende horizontale Restkraft, wird die vertikale haltende Kraft ($X_{v,P}$) bestimmt. Diese Kraft kann die Forderung nach Ausgleich der vertikalen Kräfte in der Wandachse gleich Null erfüllen (Abschnitt 4.4.3).

Um das Teilsystem 3 zu lösen, ist es erforderlich die horizontale (Gl. 54) und vertikale (Gl. 55) Resultierende des erdseitigen Erddrucks auf die Wand zu berechnen.

$$E_{h,e,P} = \int_{z=z_{oben}}^{z_{P,unten}} \sigma_{h,e}(z) dz ; \quad (\text{Gl. 54})$$

$$E_{v,e,P} = \int_{z=z_{oben}}^{z_{P,unten}} \min\left(\sigma_{h,e}(z), \left(c(z) F_{\delta}(z) + \sigma_{h,e}(z) \tan(\delta(z))\right)\right) dz ; \quad (\text{Gl. 55})$$

Der gewählte Bruchmechanismus des Teilsystems 3 (Bild 4.2) wird in drei Subsysteme geteilt (Bild 4.13). Durch Ermittlung der Extrema für Subsystem 1 (Bild 4.16) und Subsystem 2 (Bild 4.15) können dann durch Zusammenfügen der Subsysteme (Bild 4.17) die Schnittkräfte in der Ersatzwand bestimmt werden. Das System wird in Subsystem 3 (Bild 4.14) geschlossen und ergibt dann das Ergebnis.

Bei der Berechnung wird als erster Schritt ein Punkt P1 gewählt. Für diesen Punkt werden die maximalen Schnittkräfte entlang der Ersatzwand bestimmt. Diese ergeben sich durch Berechnung der Figuren in Bild 4.15 und Bild 4.16. Durch Zusammensetzen der beiden Bruchkörper werden dann die effektiven Kräfte für die Fugen gemäß Bild 4.17 bestimmt, wobei auch hier wiederum kontrolliert wird, daß der Wandreibungswinkel nicht größer als der effektive Reibungswinkel des Bodens ist. Durch dieses Vorgehen ist es möglich, den Wandreibungswinkel in der Ersatzwand nicht aufgrund einer Regel zu bestimmen, sondern zu berechnen. Als Ergebnis erhält man die Erddruckkraft Q_{vS} und die Ankerkraft A_{vS} .

Diese Kräfte werden auf den Bruchkörper entsprechend Bild 4.14 aufgebracht. Es wird nun die horizontale Schlußkraft $X_{h,P}$ bzw. die vertikale Schlußkraft $X_{v,P}$ über die Tiefe bestimmt und man erhält damit eine Grenzlinie für $X_{h,P}$ und eine für $X_{v,P}$ über die Tiefe. Falls diese Schlußkräfte kleiner Null werden, sind die Anker zu verlängern, solange ein Verpreßkörper durch einen Rand geschnitten wird, anderenfalls weist dies darauf hin, daß der baugrubenseitige aktive Grenzwert zu klein bestimmt wurde (vgl. Abschnitt 4.2.1.4). In diesem Fall sind der baugrubenseitige aktive Grenzwert zu erhöhen und die Wand und Ankerlänge neu zu bestimmen.

Die maßgebende Bruchfuge ist dadurch bestimmt, daß $X_{h,P}$ ein absolutes Minimum ergibt. Für die Berechnung selbst bedeutet dieses Minimum nicht sehr viel, da es mehrere Werte geben kann, die annähernd gleich Null sind. Somit ist das gefundene Minimum rein zufällig. Es ist aber insoweit interessant, diesen Punkt zu kennen, da er nur in seltenen Fällen

mit dem Fußpunkt der Wand zusammenfällt. Diese Identität wurde nämlich zumeist angenommen.

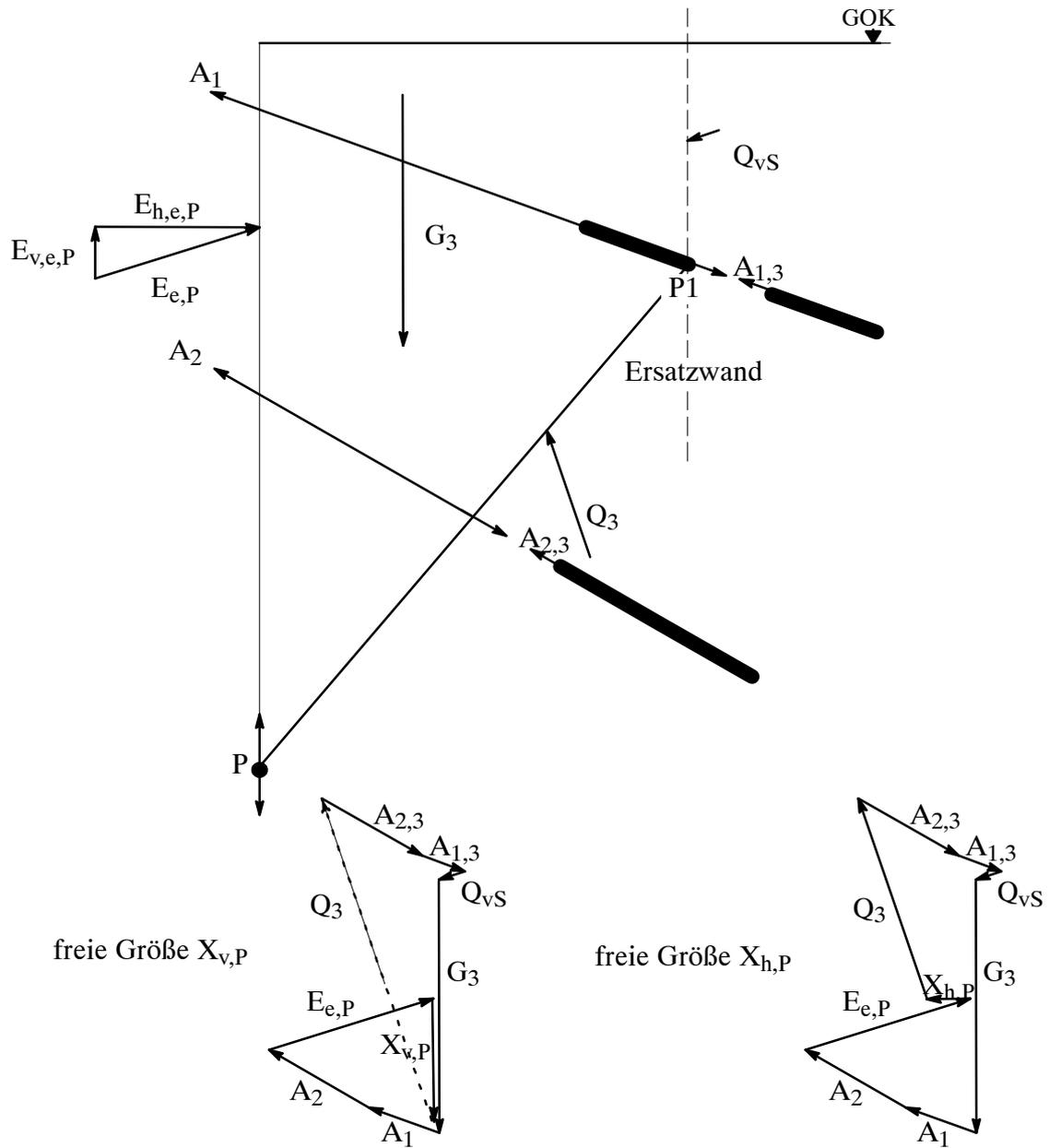


Bild 4.14 Figur zur Bestimmung der Ankerlängen bei mehrfach verankerten Wänden

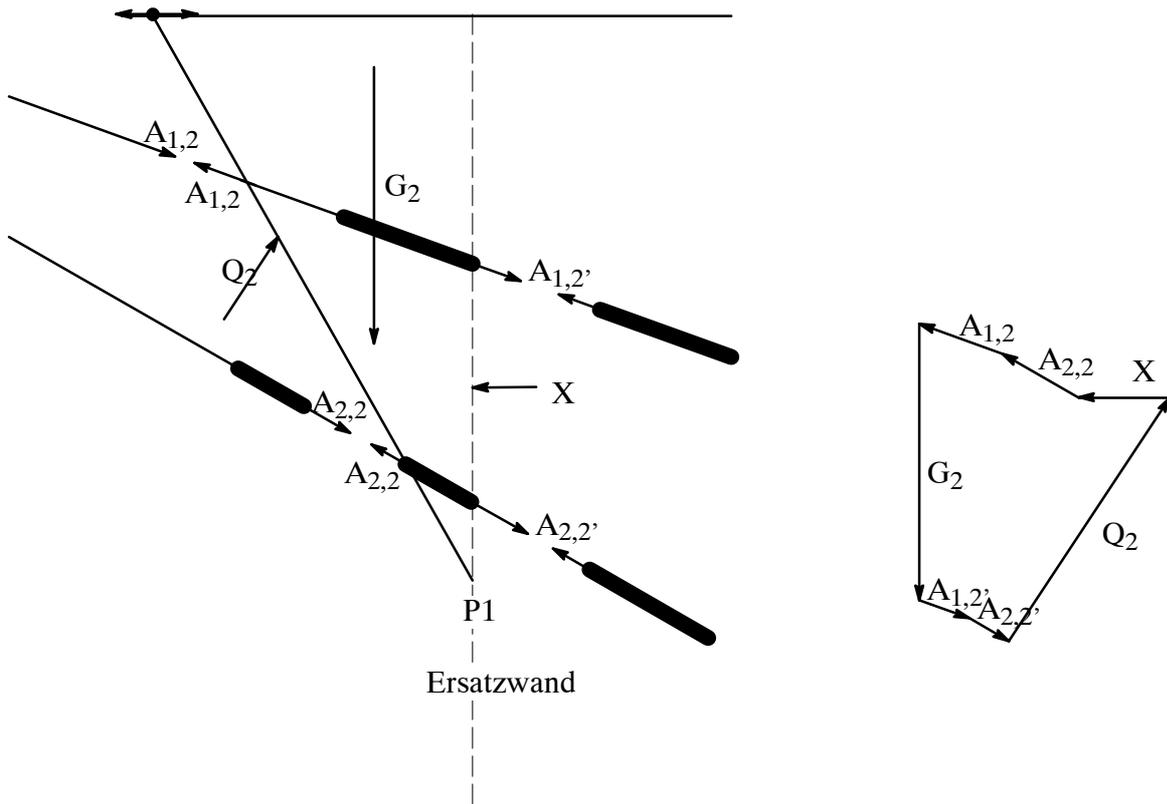


Bild 4.15 Figur zur Bestimmung des Maximums von X für die innere Bruchfuge

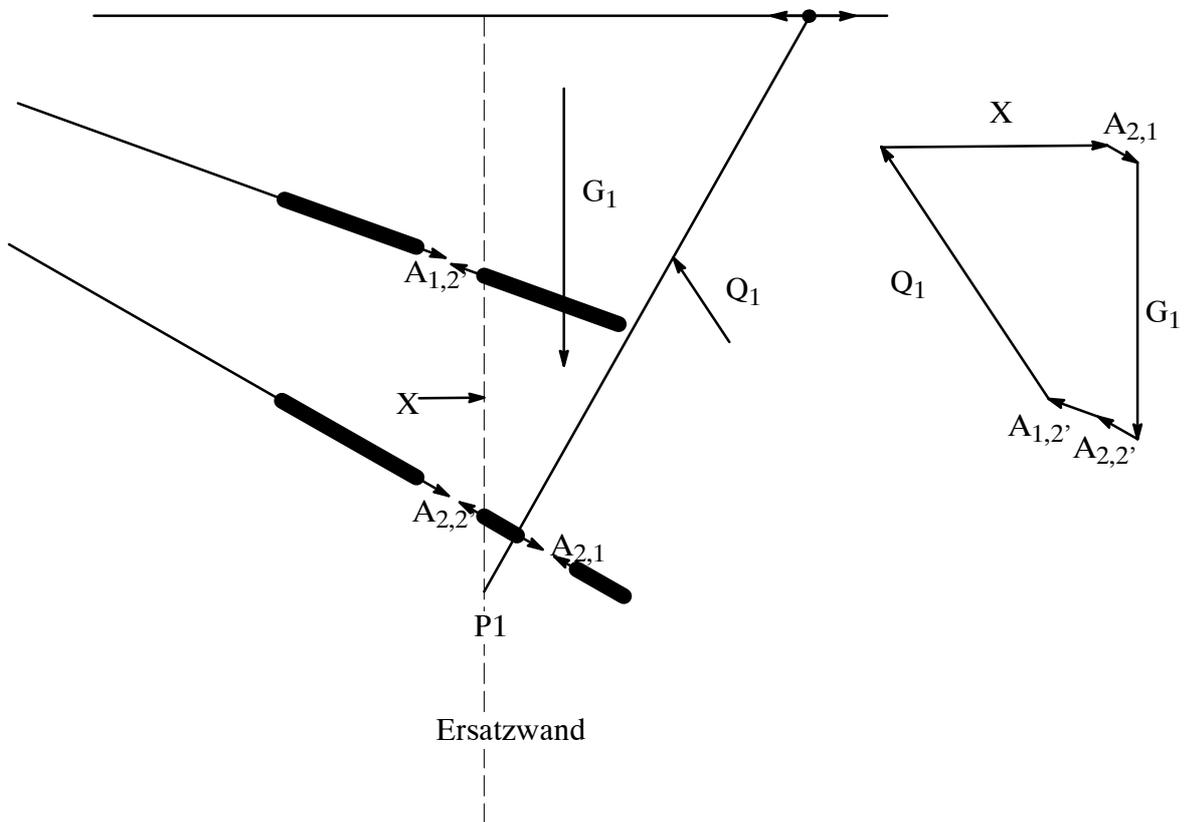


Bild 4.16 Figur zur Bestimmung des Maximums von X für die äußere Bruchfuge

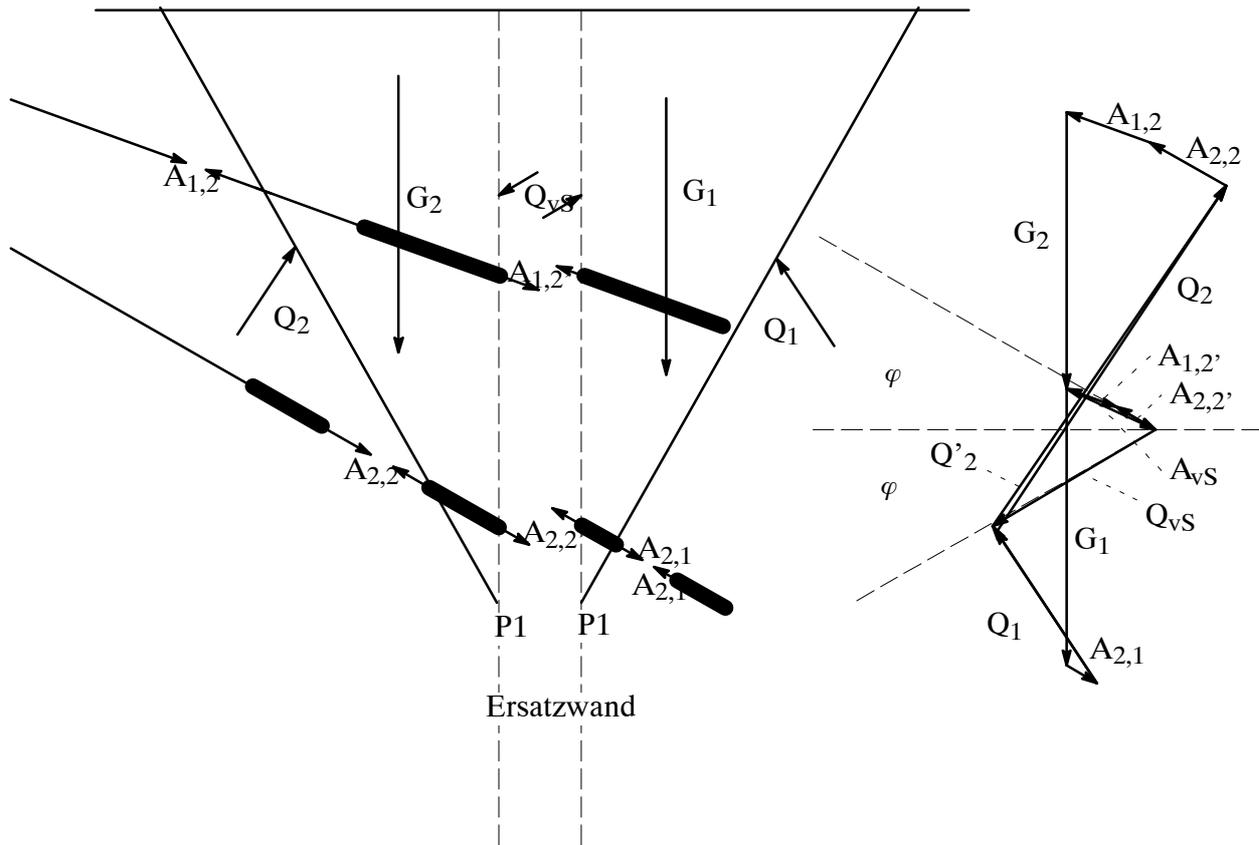


Bild 4.17 Figur zur Bestimmung des zusammengesetzten Körpers

4.4.2.2 Wahl des Punktes P1

Da bei der Bestimmung und Überprüfung der Ankerlänge auch der Erddruckansatz für die Berechnung der Wand kontrolliert wird, ist es erforderlich, auch Punkte zu betrachten, die in der freien Ankerlänge zu liegen kommen. Der Punkt P1 sollte entlang dem Anker variiert werden. Dies geschieht durch Variation des Winkels am Querkraftnullpunkt (vgl. Bild 4.18). Es ist ausreichend, den Winkel mit einer Sprungweite von einem Grad zu variieren, da die zu suchenden Minima relativ flach sind und der Fehler somit relativ klein ist. Hierbei ist aber anzumerken, daß der Fehler generell auf der unsicheren Seite liegt. Durch Wahl einer kleineren Schrittweite ist es möglich, den Fehler noch kleiner zu halten, was sich in einem höheren Rechenaufwand niederschlägt.

Bei der Berechnung der Ankerlänge gibt es kein eindeutiges Minimum, da bereits für ein System mit einem Anker mindestens zwei Minima vorhanden sind (vgl. A.5). Ein exakteres Ergebnis erhält man nur, wenn in einem relativ engen Raster alle möglichen Bruchfugen

Im ersten Schritt wird für $X_{v,p}$ der zulässige Maximalwert bestimmt. In den nachfolgenden Gleichung wird die Kraft $X_{v,p}$ mit der Laufvariablen n zu $X_{v,n}$ gesetzt. Die Schlußkraft $X_{v,p}$ wird in Abschnitt 4.4.2.1 als maximal Wert im Punkt P_n bestimmt. Da diese Kraft in einem darüber liegenden Punkt P_{n-1} nicht größer sein kann, ist Gl. 56 einzuhalten. Des weiteren muß die Differenzkraft zwischen zwei Punkten (P_{n-1} und P_n) durch die Wandreibung abgetragen werden können. Aus dieser Forderung ergibt sich Gl. 57.

$$X_{v,n} = \min(X_{v,n+1}, X_{v,n}) \quad (\text{Gl. 56})$$

$$X_{v,n} = \min(X_{v,n}, X_{v,n-1} + 2 \Delta z \min(\sigma_{h,e}(z_n), (c(z_n) F_\delta(z_n) + \sigma_{h,e}(z_n) \tan(\delta_e(z_n))))); \quad (\text{Gl. 57})$$

Im zweiten Schritt wird die Normalkraft ($N_{max,n}$) in der Wand als Druckkraft maximiert, so daß sich ein Extremwert ergibt. Die Wandreibungskräfte werden erdseitig maximal und baugrubenseitig minimal zulässig angesetzt (Gl. 58).

$$N_{max,n} = N_{max,n-1} + \Delta z \min(\sigma_{h,e}(z_n), (c(z_n) F_\delta(z_P) + \sigma_{h,e}(z_n) \tan(\delta_e(z_n)))) - \Delta z \sigma_{h,b}(z_n) \tan(\delta_{b,eff}(z_n)) + A_i(z_{n-1} > z_A > z_{n+1}) \sin(\alpha_A); \quad (\text{Gl. 58})$$

Unterhalb des Wandfußes ($z_n < z_{Fu\beta}$) ist noch zusätzlich der Anteil aus der Kohäsion zu berücksichtigen. Dies stellt eine mögliche Kraftgröße dar, die nicht anzusetzen ist, wenn die Normalkraft in der Wandachse zu einer Zugkraft wird.

$$D_n = D_{n-1} + \Delta z \min(\sigma_{h,b}(z_n) - \sigma_{h,b}(z_n) \tan(\delta_e(z_n)), c(z_n) F_\delta(z_P) + \sigma_{h,b}(z_n) (\tan(\delta_b(z_n)) - \tan(\delta_{b,eff}(z_n))));$$

$$N_{max,n} = N_{max,n-1} - \min(D_n, N_{max,n-1}); \quad (\text{Gl. 59})$$

Im nächsten Schritt wird nun die Normalkraft ($N_{max,n}$) um den Anteil aus $X_{v,n}$ abgemindert. Hierbei ist zu beachten, daß oberhalb des Wandfußes die Abminderung nicht dazu führt, daß am Wandfuß und unterhalb eine Zugkraft auftritt. Es ist auch zu überprüfen, ob die zulässigen Grenzen aus Wandreibung nicht überschritten werden (Gl. 60).

$$z_n \geq z_{Fu\beta}; \Rightarrow D_n = D_{n-1} + \min(X_{v,n} - D_{n-1}, N_{max,Fu\beta} - D_{n-1}, 2 \Delta z \min(\sigma_{h,e}(z_n), c(z_n) F_\delta(z_P) + \sigma_{h,e}(z_n) \tan(\delta_e(z_n))));$$

$$z_n < z_{Fu\beta}; \Rightarrow D_n = D_{n-1} + \min(X_{v,n} - D_{n-1}, N_{max,n-1} - D_{n-1},$$

$$N_{max,n} = N_{max,n-1} - D_n; \quad \left(\text{Gl. 60} \right)$$

Schließlich wird nun noch zur weiteren Reduzierung von $N_{max,n}$ im Bereich des Wandfußes der Normalkraftanteil des baugrubenseitigen Erddrucks aus der Kohäsion und aus der Restkraft der Wandreibung einbezogen, die bei der Ermittlung des passiven Grenzwertes nicht angesetzt waren (Gl. 61).

$$z_n \geq z_{Fu\beta}; \Rightarrow D_n = D_{n-1} + \min \left(N_{max,Fu\beta} - D_{n-1}, \right. \\ \left. \Delta z \min \left(\sigma_{h,b}(z_n) \left(1 - \tan(\delta_{b,eff}(z_n)) \right), c(z_n) F_{\delta}(z_P) + \sigma_{h,b}(z_n) \left(\tan(\delta_b(z_n)) - \tan(\delta_{b,eff}(z_n)) \right) \right) \right); \\ z_n < z_{Fu\beta}; \Rightarrow D_n = D_{n-1}; \\ N_{max,n} = N_{max,n-1} - D_n; \quad \left(\text{Gl. 61} \right)$$

Mit diesem Vorgehen wird eine minimale Normalkraft ermittelt. Der berechnete Normalkraftverlauf wird nur im ungünstigsten Fall erreicht, da die Berechnung im fiktiven Bruchgrenzzustand erfolgt.

5 **Schlußfolgerungen**

Es wurde ein Sicherheitsmodell dargestellt, das es ermöglicht, die Sicherheiten sowohl auf stochastischer Grundlage zu entwickeln als auch auf Grundlage von Normen festzulegen. Durch eine einheitliche Darstellung können die unterschiedlichen Normen verglichen werden, gezeigt am Beispiel der DIN und des EC in Abschnitt 3.6. Aus dem Vergleich der Ergebnisse nach unterschiedlichen Normen können Erkenntnisse über die Größe der Teilsicherheiten bei unterschiedlichen Berechnungsmodellen gewonnen werden. Durch gezielte qualifizierte bodenmechanische Untersuchungen und Messungen im Rahmen der Beobachtungsmethode ist eine weitere Optimierung bei der Bestimmung der Bodenkenngrößen und der Größe der Teilsicherheiten erforderlich.

Die in der Arbeit getroffene Festlegung des außergewöhnlichen Zustandes für die nicht maßgebende Gruppe im Parallelsystem Boden-Bauwerk (Abschnitt 3.1) ist noch durch weitere Untersuchungen zu untermauern bzw. zu optimieren. Aus der Erfahrung mit anderen Normen als dem EC kann wahrscheinlich ein größerer Wert für die Versagenswahrscheinlichkeit hergeleitet werden. Auch durch die Untersuchung von einfachen Konstruktionen, bei denen die Lösung der komplexen Gleichung des Parallelsystems noch möglich ist, sind weitere Erkenntnisse zur Größe der Versagenswahrscheinlichkeit zu erzielen.

Das in Abschnitt 4 entwickelte Berechnungsmodell zum Nachweis einer vertikalen Baugrubenwand ermöglicht es, alle bisher erforderlichen Nachweise (Nachweis in der tiefen Gleitfuge, Geländebruch, Nachweis des Fußauflagers etc.) mit einem konsistenten Modell zu führen. Dadurch können Inkonsistenzen an den Grenzen der bisherigen Nachweisen vermieden werden. Umfangreiche Vergleichsberechnungen haben dies gezeigt.

A Anhang

A.1 Beispiel: Einspannung der Wand ohne zusätzliche Maßnahmen

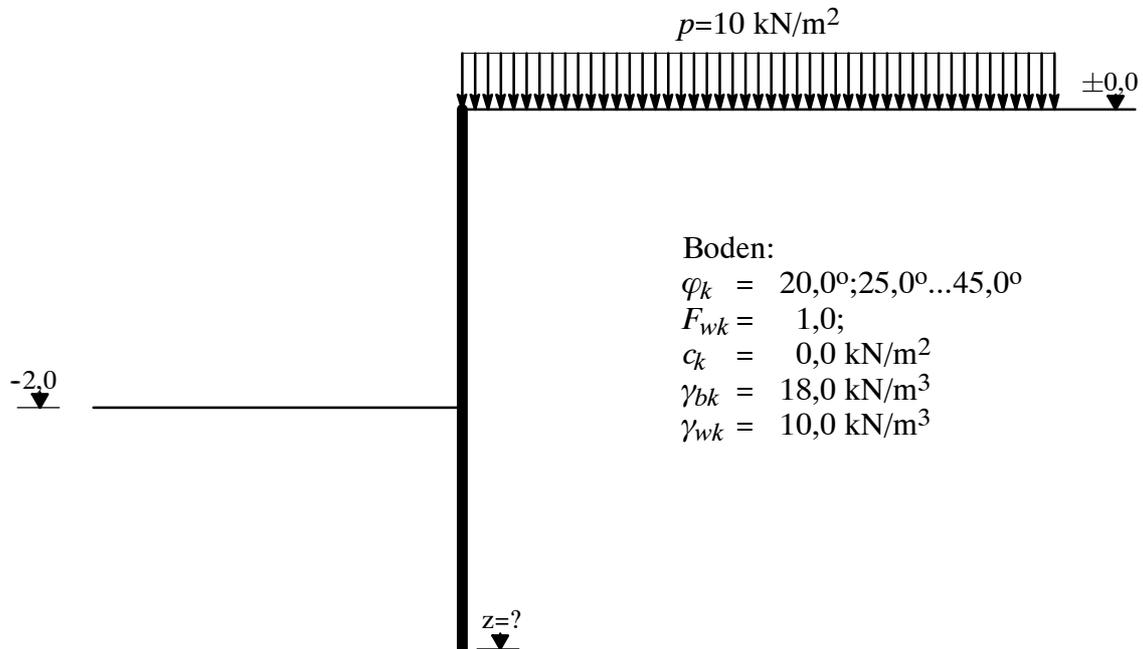


Bild A.1 Gewähltes System für die Betrachtung

Anhand dieses Beispiels werden die Differenzen des neuen Modells zur EAB [2] bei der Ermittlung der Einspannung aufgezeigt. Beim neuen Modell wird die Länge der Wand (z) durch den Faktor $D_\varphi = 3$ beeinflusst, die Verdrehung und Translation durch den Faktor $D_{\Delta\varphi} = 0,01$ (siehe Seite 53). In Bild A.3 ist die maßgebende Erddruckverteilung für die Bestimmung der Wandlänge im Fall $\varphi_k = 30,0^\circ$ dargestellt. Der Faktor D_φ beschreibt den zulässigen Anstieg des erdseitigen Erddrucks. Die sich ergebende Stützkraft ist vergleichbar mit der Fußstützkraft bei der Berechnung nach Blum. Der Faktor D_φ wurde so bestimmt, daß sich für einen charakteristischen Reibungswinkel von 20° unter Berücksichtigung der geforderten Sicherheiten eine in etwa gleiche Wandtiefe ergibt wie nach dem Verfahren von Blum. In Tabelle 13 werden die minimalen Wandtiefen sowie die Stützmomente nach EAB [2] mit dem neuen Modell für unterschiedliche Reibungswinkel miteinander verglichen.

Tabelle 13: Vergleich der Ergebnisse für die Einspannung

Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Reihe	φ_k [°]	Berechnung nach EAB [2] z [m]	Berechnung nach Modell z [m]	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 3	Berechnung nach EAB [2] M_{max} [kNm/m]	Berechnung nach Modell M_{max} [kNm/m]	Verhältnis Spalte 5/ Spalte 6
1	20,0	-6,75	-6,40	1,05	72,66	59,17	1,23
2	25,0	-5,04	-5,20	0,97	39,33	35,35	1,11
3	30,0	-4,14	-4,40	0,94	24,14	22,91	1,05
4	35,0	-3,53	-3,80	0,93	15,83	15,53	1,02
5	40,0	-3,10	-3,40	0,91	10,83	10,89	0,99
6	45,0	-2,77	-3,00	0,92	7,61	8,06	0,94

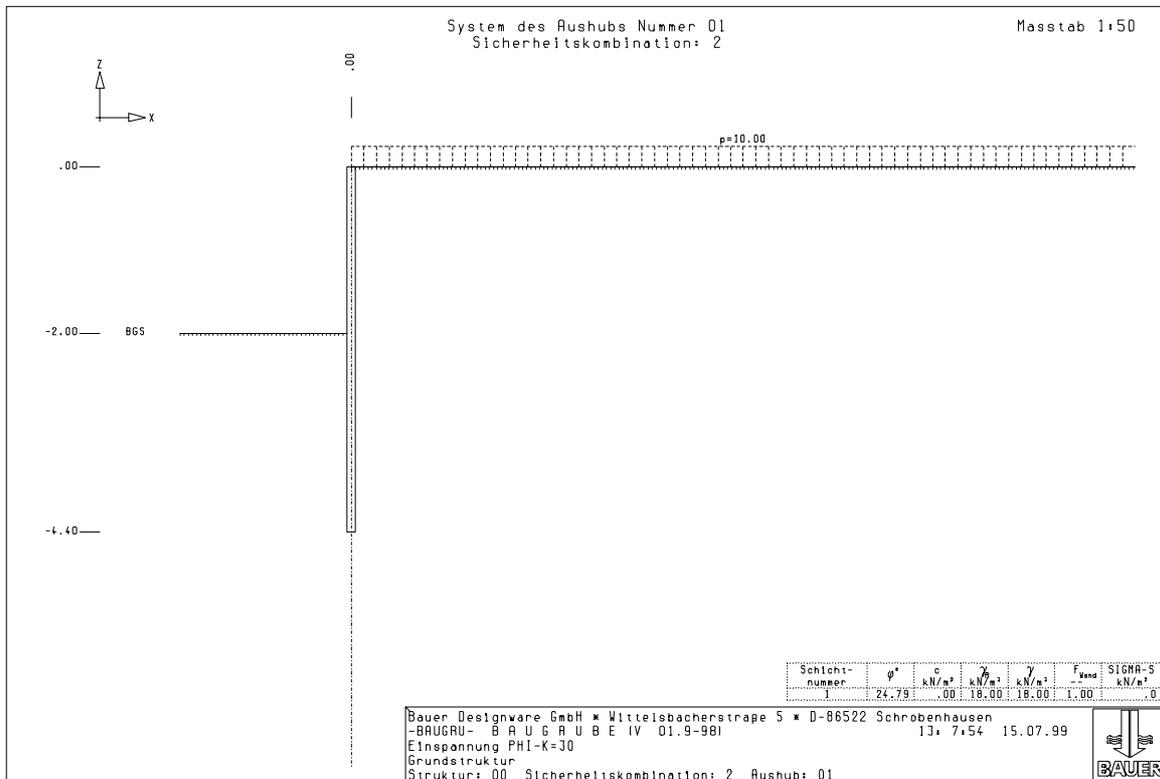


Bild A.2 System, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2

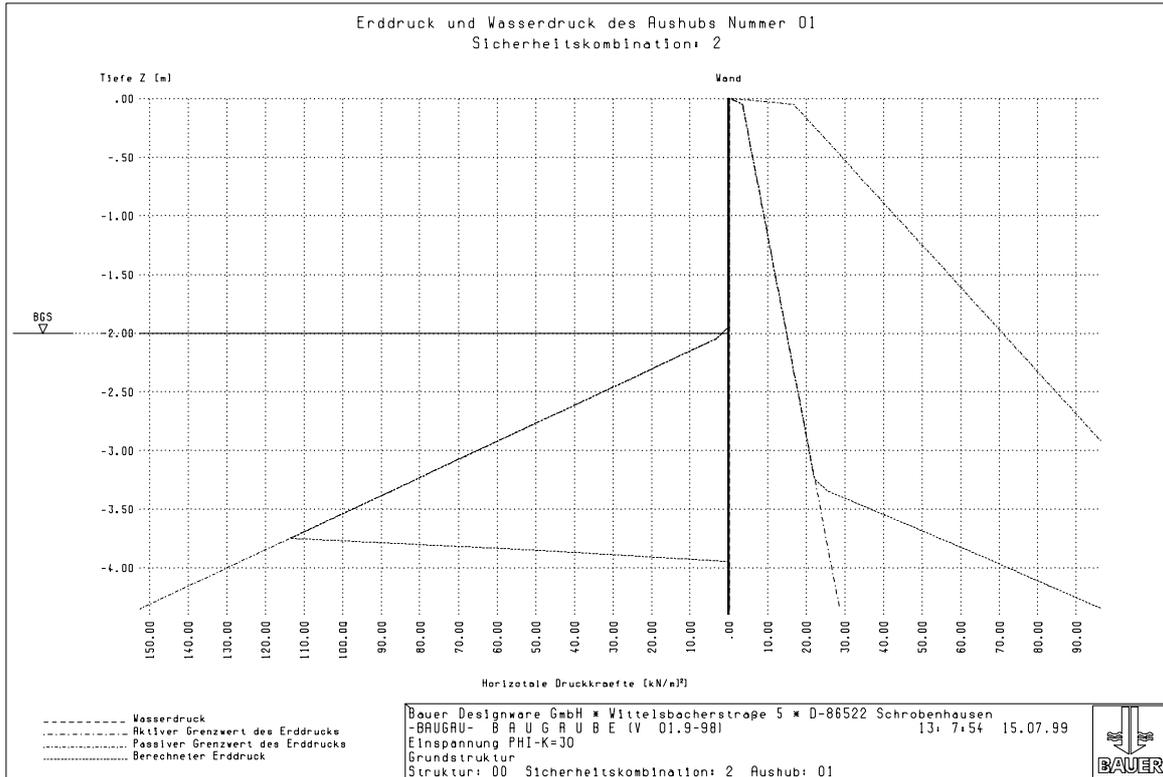


Bild A.3 Erddrücke, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2

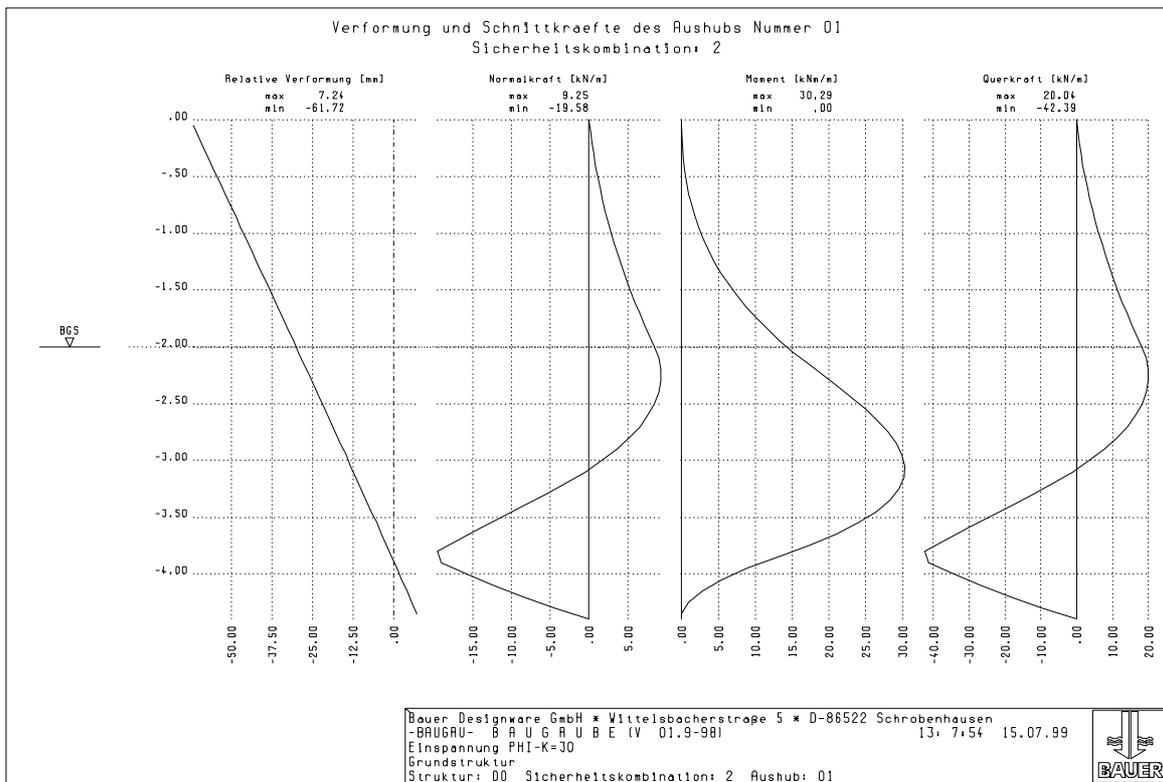


Bild A.4 Schnittgrößen und qualitative Verformung, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2

A.1.1 Gleichgewicht der horizontalen Erddrücke am Wandfuß

Die Überprüfung des Sicherheitsmodells mit der Finite-Element-Methode zeigt bei einer eingespannten Wand wie im Beispiel Bild A.1, daß wesentlich größere Einbindetiefen erforderlich sind als beim neuen Modell oder dem Verfahren nach Blum. Die maximalen Biegemomente sind annähernd gleich. Bei genauerer Betrachtung unterscheiden sich die Ergebnisse nur darin, daß die baugrubenseitigen Erddrücke am Wandfuß nicht gleich Null sind sondern wesentlich größer.

In der Anfangsphase der Entwicklung des neuen Berechnungsmodells wurde diese Unstimmigkeit als gering eingestuft, da auch bei der Annahme von Blum ein Spannungssprung ähnlicher Größe als zulässig betrachtet wird. Die Standsicherheit im Gebrauchszustand (Kombination Nr. 1) war generell auch bei der Finite-Element-Methode vorhanden, aber nicht bei der Untersuchung des Bruchs im Boden (Kombination Nr. 2). Nach dieser Erkenntnis sind nun zwei Betrachtungen mit dem neuen Modell möglich, zum einen mit gleichen Erddrücken am Wandfuß und zum anderen mit unterschiedlichen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 14 dargestellt. Beim Vergleich der Erddrücke (Bild A.3 und Bild A.6) ist zu erkennen, daß beim Spannungsausgleich am Wandfuß der passive Grenzwert auf der Baugrubenseite voll ausgenutzt wird. Der Vergleich der Biegemomente zeigt, daß die Ergebnisse nur innerhalb der Genauigkeit der Berechnung streuen.

Tabelle 14: Vergleich der Ergebnisse für die Einspannung mit und ohne Spannungsausgleich am Wandfuß							
Spalte	1	2	3	4	5	6	7
Reihe	φ_k [°]	mit Spannungsausgleich z [m]	ohne Spannungsausgleich z [m]	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 3	mit Spannungsausgleich M_{\max} [kNm/m]	ohne Spannungsausgleich M_{\max} [kNm/m]	Verhältnis Spalte 5/ Spalte 6
1	20,0	-7,70	-6,40	1,20	59,17	59,17	1,00
2	25,0	-6,20	-5,20	1,19	35,37	35,35	1,00
3	30,0	-5,20	-4,40	1,18	22,92	22,91	1,00
4	35,0	-4,50	-3,80	1,18	15,60	15,53	1,00
5	40,0	-4,00	-3,40	1,18	10,89	10,89	1,00
6	45,0	-3,60	-3,00	1,20	8,08	8,06	1,00

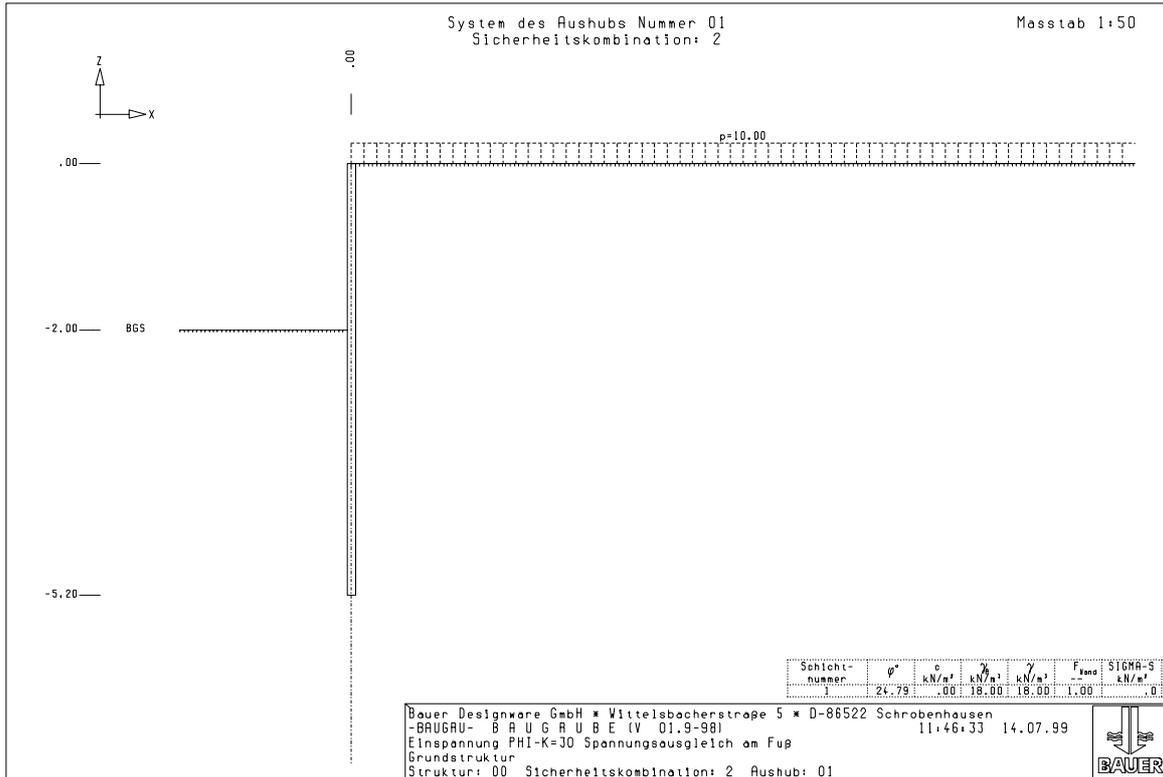


Bild A.5 System, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2 Berechnung mit Spannungsausgleich am Wandfuß

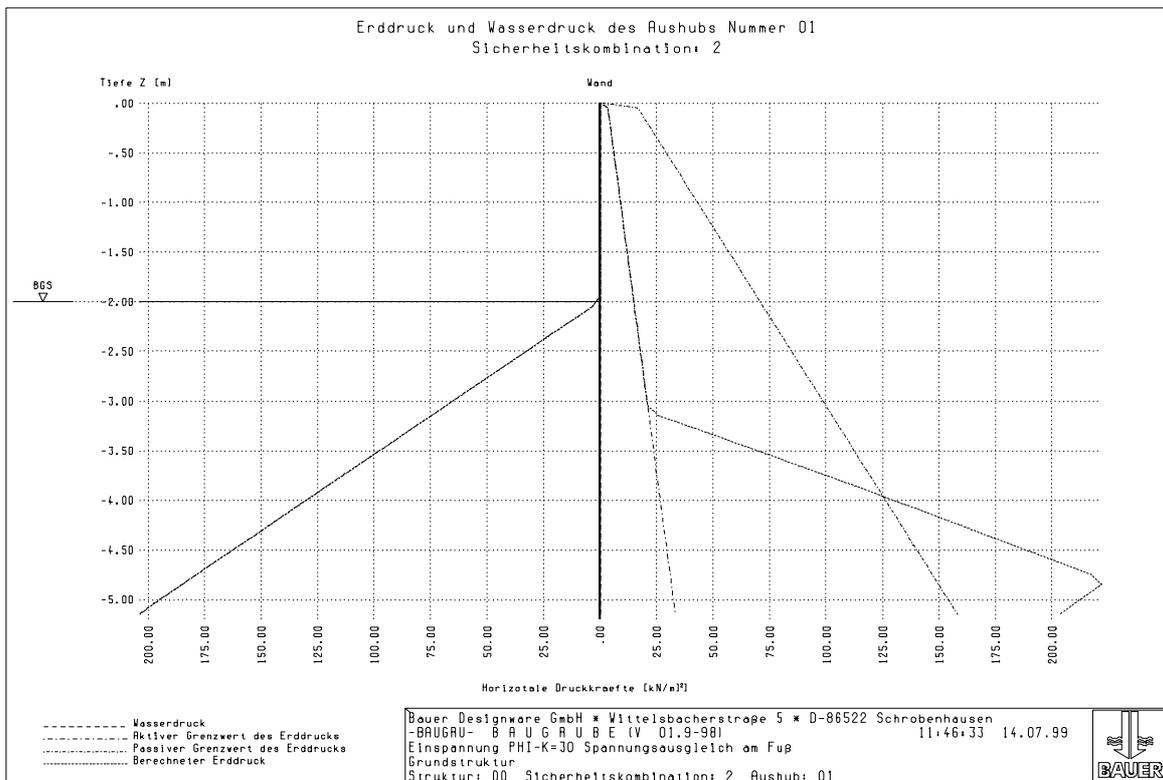


Bild A.6 Erddrücke, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2 Berechnung mit Spannungsausgleich am Wandfuß

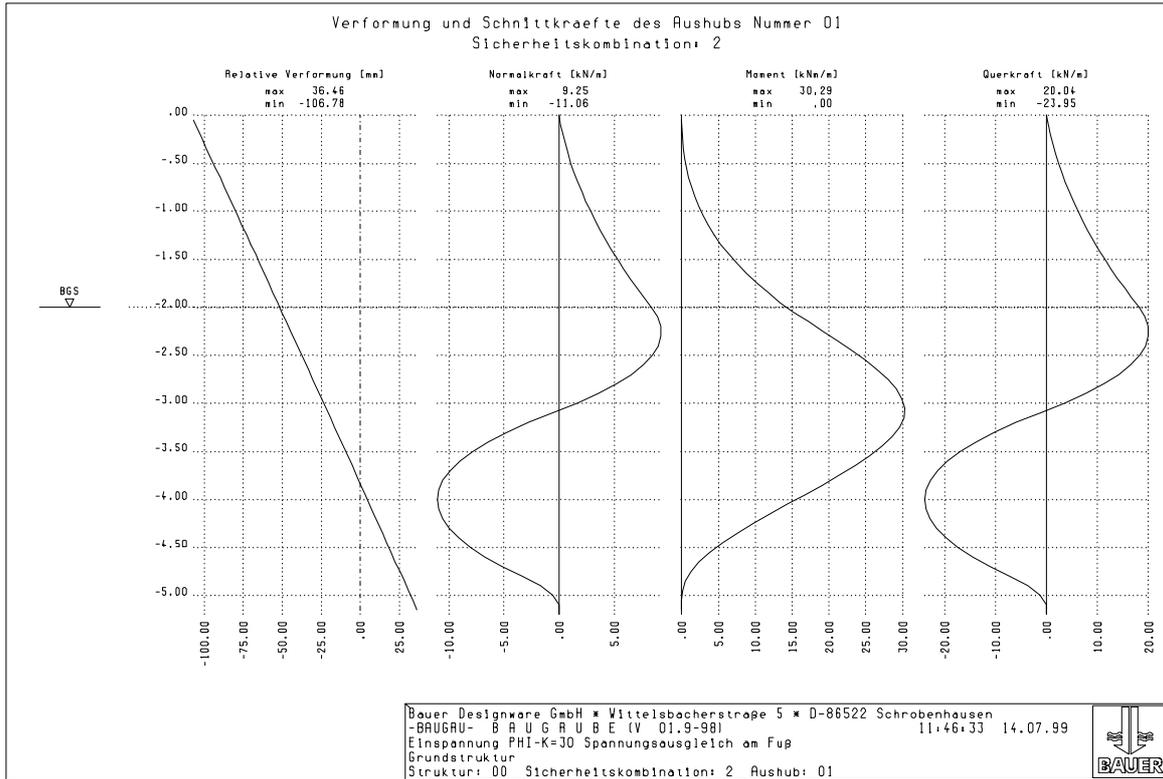


Bild A.7 Schnittgrößen und qualitative Verformung, $\varphi_k = 30,0^\circ$ der Kombination Nr. 2 Berechnung mit Spannungsausgleich am Wandfuß

A.2 Beispiel: Einlagig verankerte Wand mit Grundwasser und Dichtungsohle

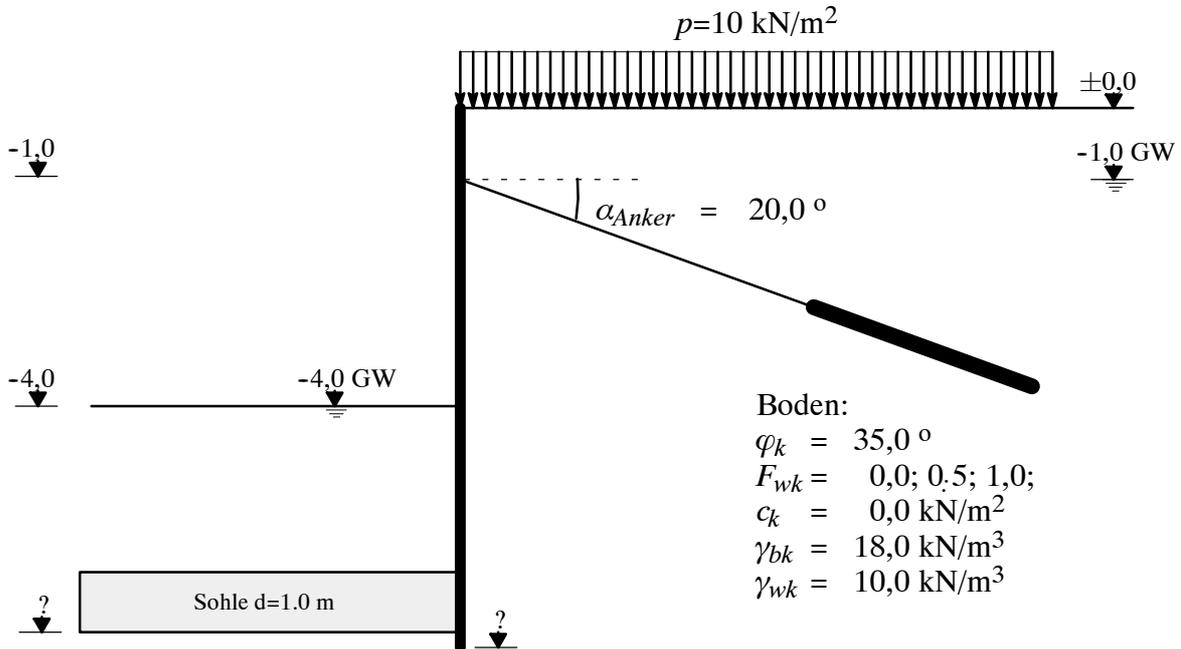


Bild A.8 Gewähltes System für die Betrachtung

Die Annahmen für dieses Beispiel werden entsprechend Bild A.8 gewählt. Der Ansatz des Wandreibungsfaktors (F_{wk}) wird für die Berechnung nach EAB [2] um den Teilsicherheitsbeiwert (1,5) abgemindert.

Für die Berechnung der Tiefenlage der Sohle werden die entsprechenden charakteristischen Werte mittels der geforderten Sicherheitsfaktoren in Berechnungswerte umgewandelt. Da für den Fall Auftrieb der minimale Wert des Bodeneigengewichts maßgebend ist, ergibt sich γ_{bd} nach Gl. 62. Für den Wasserdruck ist der maximale Wert maßgebend, und ergibt sich mit γ_{wd} nach Gl. 63.

$$\gamma_{bd} = \gamma_{bk} 0,90 = 18,0 \cdot 0,90 = 16,2 \text{ [kN/m}^3\text{]}; \quad (\text{Gl. 62})$$

$$\gamma_{wd} = \gamma_{wk} 1,00 = 10,0 \cdot 1,00 = 10,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}; \quad (\text{Gl. 63})$$

Die minimale Tiefe der Sohle unter Baugrubensohle ergibt sich zu:

$$t = \frac{\gamma_{wd} 3,0}{\gamma_{bd} - \gamma_{wd}} = \frac{30,0}{6,2} = 4,84 \text{ [m]}; \quad (\text{Gl. 64})$$

Die Tiefe der Sohle ergibt sich damit zu:

$$z = -4,84 - 4,0 = -8,84 \text{ [m]}; \quad (\text{Gl. 65})$$

Als Auftriebssicherheit der Sohle bei einer Tiefenlage gemäß Gl. 65 ergibt sich $\eta = 1,111$ nach DIN 1045-1 [5].

Bei der Bestimmung der minimalen Tiefe der Sohle nach EC 7 [15] sind zwei Nachweise zu führen; einerseits der Nachweis des Gleichgewichtsversagens und andererseits der Nachweis der Druckfestigkeit der Sohle (Versagen konstruktiver Elemente). Maßgebend ist der Nachweis der Druckfestigkeit, da Verkehrslasten, wie der Wasserdruck von unten, mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 beaufschlagt werden müssen. Bei der gewählten Tiefenlage ergibt sich dann in der Sohlfuge eine Zugkraft, die in der Praxis aber nicht auftreten kann. Dieser Widerspruch wird in EC 7 [15] Abschnitt 2.4.2 (17) dritter Absatz angesprochen.

Bei der Berechnung der Wand mit dem neuen Modell sind zwei Lastfälle zu beachten, die sich in der Ausdehnung der Verkehrslast unterscheiden. Im Lastfall 1 (Bild A.9) wird die Verkehrslast bis zur Wand berücksichtigt, im Lastfall 2 (Bild A.10) nur bis 1,0 m vor der Wand. Diese Unterscheidung ist erforderlich, da sie wesentlichen Einfluß auf die maximalen Feldmomente hat (Bild A.13, Bild A.14). Es verändern sich die maximalen Grenzen des erdseitigen Erddrucks (Bild A.11, Bild A.12). Die Ankerkräfte für den Lastfall 1 wurden so gewählt, daß sie die gleiche Größe aufweisen wie in der Berechnung nach EAB [2]. Bei der Berechnung nach EAB [2] ist die Wand mit freier Auflagerung im Wandfuß angenommen. Die Wand wird konstruktiv bis unter die Sohle geführt.

Spalte	1	2	3	4	5	6
		Berechnung nach EAB [2]	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 1	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 3	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 2	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 5
1	M_{\max} [kNm/m]	5,41	17,42	0,31	7,11	0,76
2	M_{\min} [kNm/m]	-146,28	-94,09	1,55	-118,29	1,24
3	$A_{S1,N}$ [kN/m]	-	181,55	-	175,38	-
4	$A_{S3,N}$ [kN/m]	96,62	96,61	1,00	93,31	1,04
5	l_{Anker} [m]	11,00	11,65	0,94	11,66	0,94

Tabelle 16: Vergleich der Ergebnisse Wandreibungsfaktor 0.5						
Spalte	1	2	3	4	5	6
		Berechnung nach EAB [2]	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 1	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 3	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 2	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 5
1	M_{\max} [kNm/m]	5,00	12,98	0,39	7,58	0,66
2	M_{\min} [kNm/m]	-94,27	-85,31	1,11	-104,42	0,90
3	$A_{S1,N}$ [kN/m]	-	159,04	-	151,01	-
4	$A_{S3,N}$ [kN/m]	75,56	75,56	1,00	75,56	1,00
5	l_{Anker} [m]	9,80	10,73	0,91	10,74	0,91

Tabelle 17: Vergleich der Ergebnisse Wandreibungsfaktor 1.0						
Spalte	1	2	3	4	5	6
		Berechnung nach EAB [2]	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 1	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 3	Berechnung nach neuem Modell Lastfall 2	Verhältnis Spalte 2/ Spalte 5
1	M_{\max} [kNm/m]	4,62	17,78	0,26	15,32	0,30
2	M_{\min} [kNm/m]	-67,51	-57,48	1,17	-67,22	1,00
3	$A_{S1,N}$ [kN/m]	-	99,47	-	96,46	-
4	$A_{S3,N}$ [kN/m]	62,63	62,63	1,00	58,64	1,07
5	l_{Anker} [m]	8,90	10,35	0,86	10,37	0,86

In der Tabelle 15, Tabelle 16 und Tabelle 17 sind die entsprechenden Werte im Vergleich dargestellt. Die größten Differenzen ergeben sich in Zeile 1 beim maximalen Biegemoment. Diese Abweichungen sind aber nicht maßgebend, da die 1. Aushubstufe, die zu wesentlich geringeren Differenzen führt, nicht mitbetrachtet wurde.

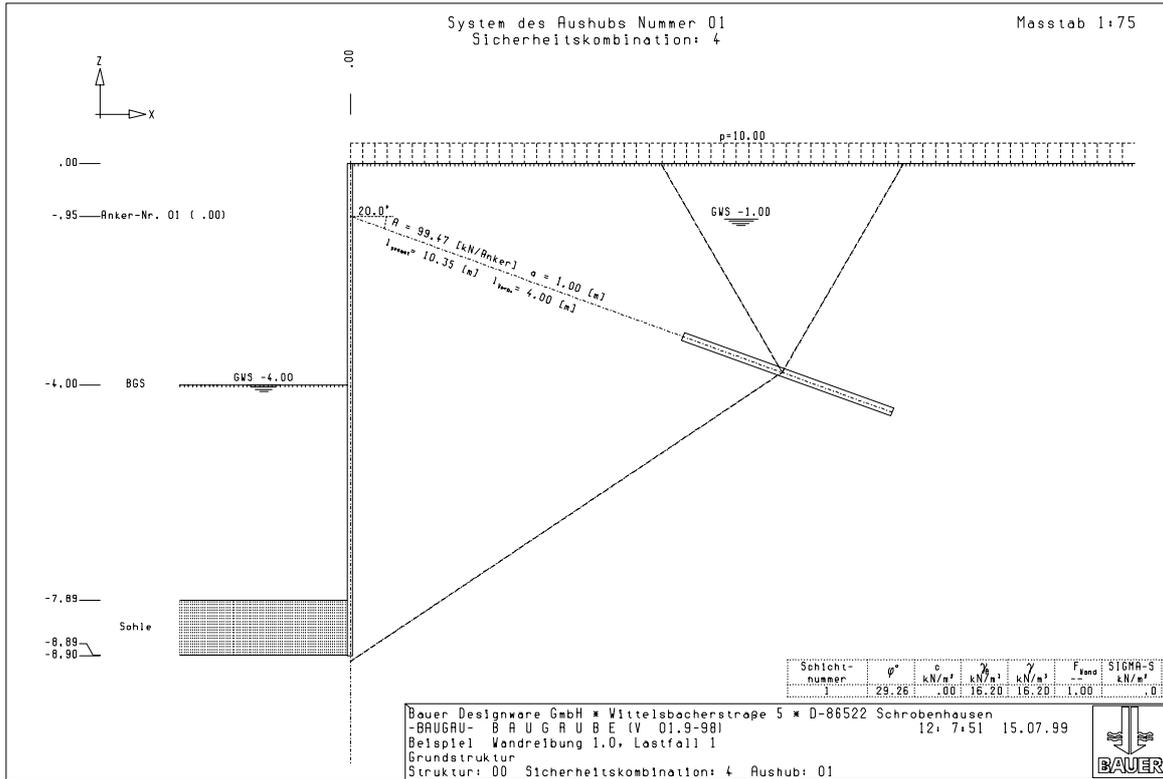


Bild A.9 System und Ankerlänge Lastfall 1 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

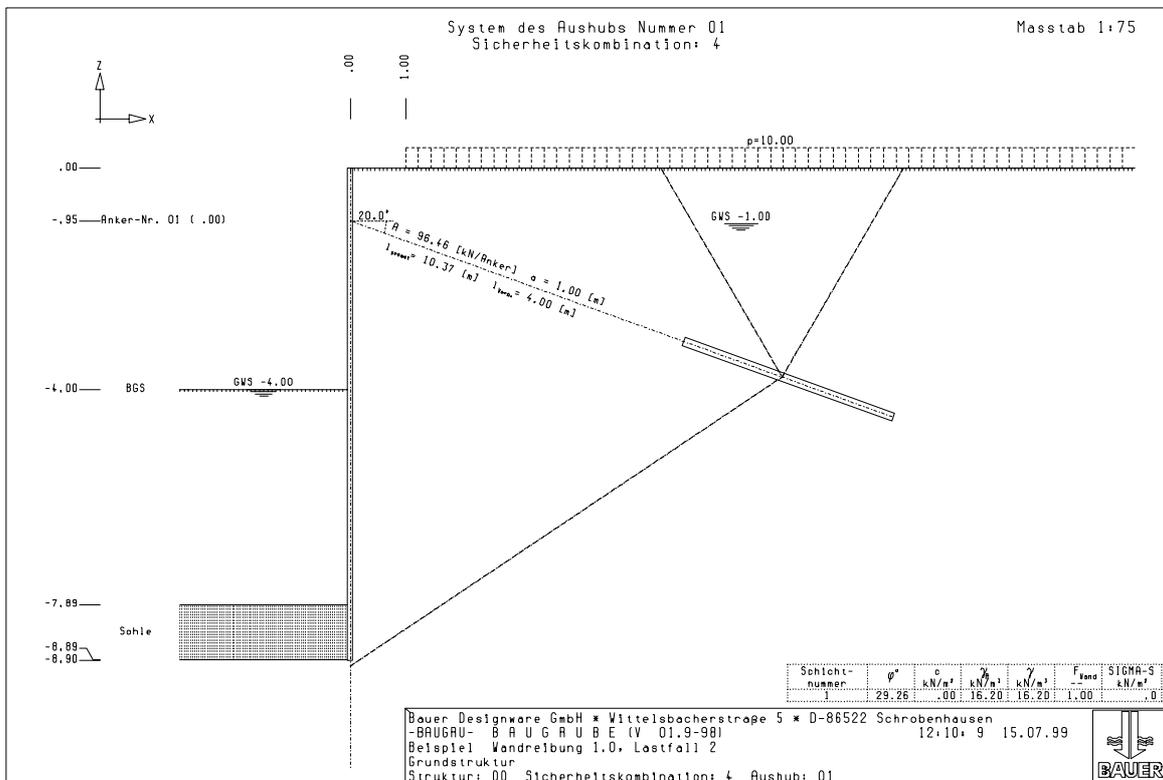


Bild A.10 System und Ankerlänge Lastfall 2 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

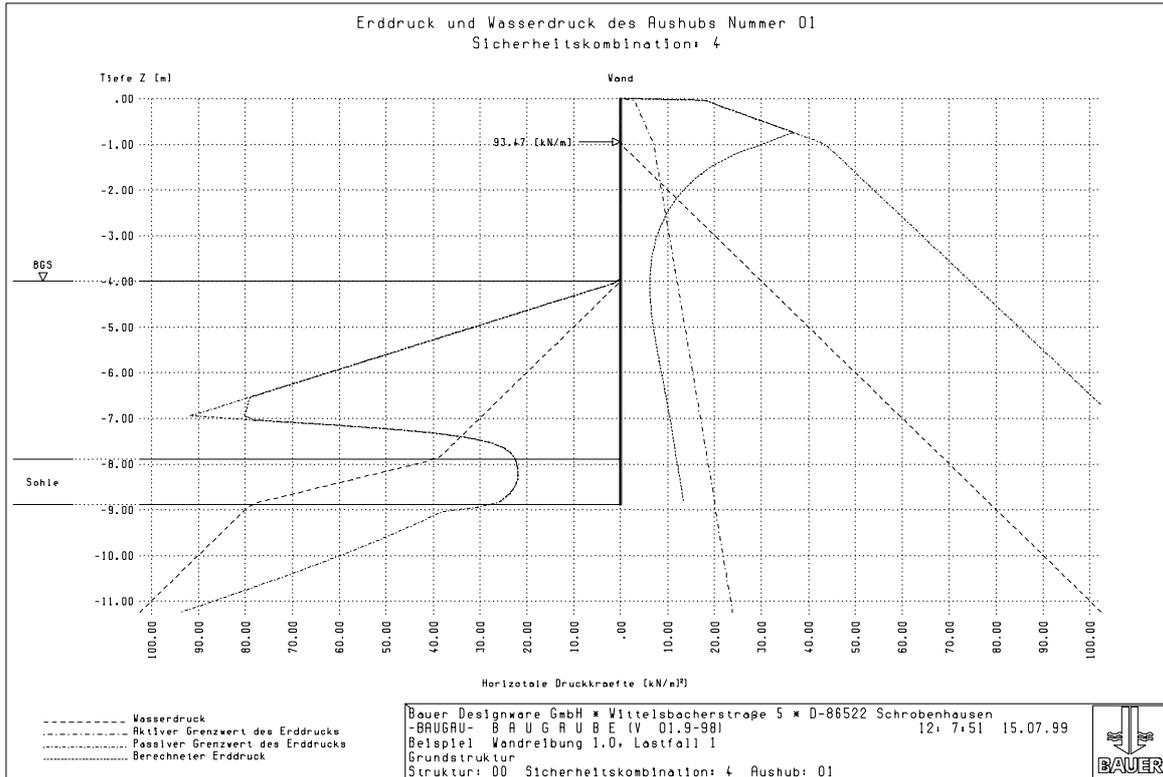


Bild A.11 Erddrücke und Wasserdruck Lastfall 1 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

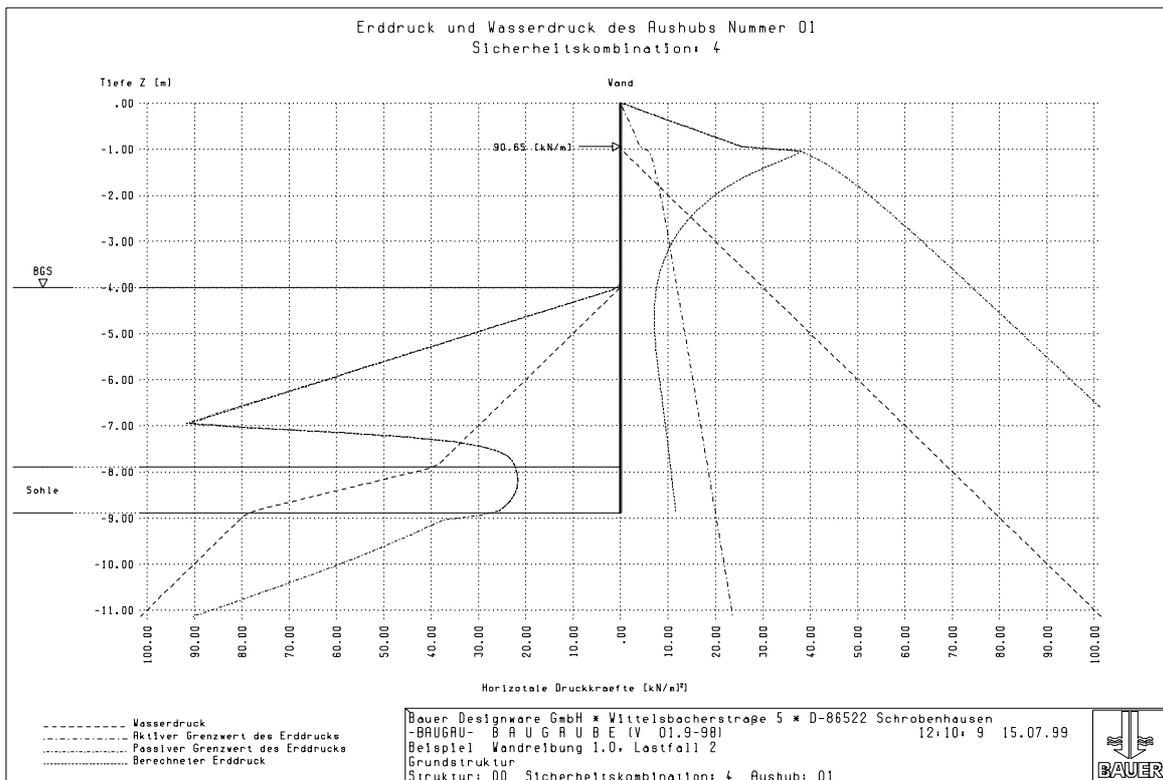


Bild A.12 Erddrücke und Wasserdruck Lastfall 2 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

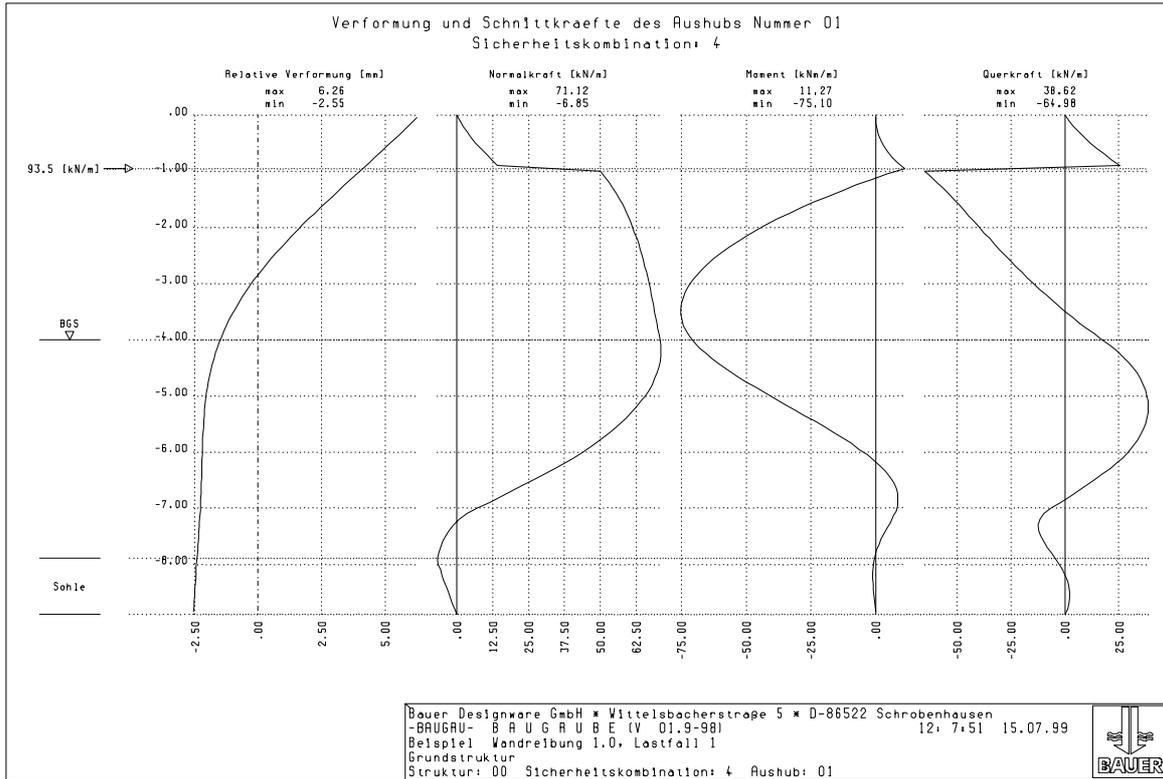


Bild A.13 Schnittkräfte und qualitative Verformung Lastfall 1 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

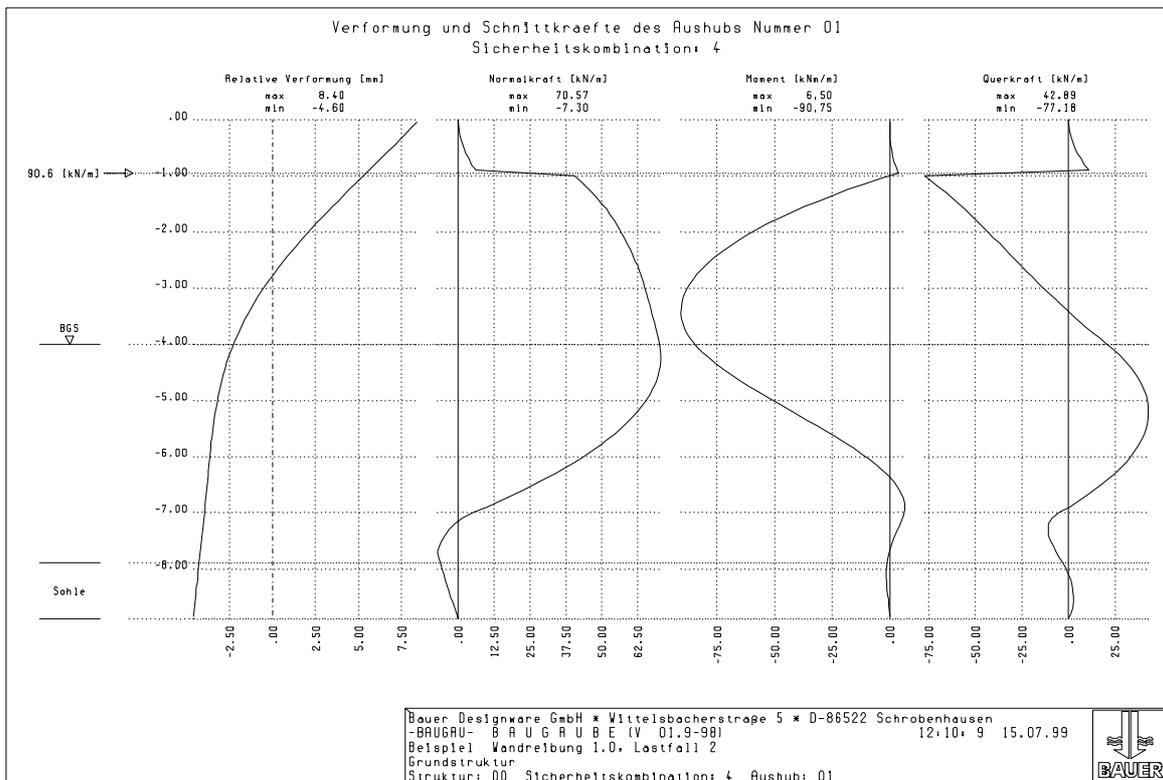


Bild A.14 Schnittkräfte und qualitative Verformung Lastfall 2 Wandreibungsfaktor 1,0 der Kombination Nr. 4

A.3 Beispiel: dreilagig verankerte Wand mit Grundwasser in rolligem Boden

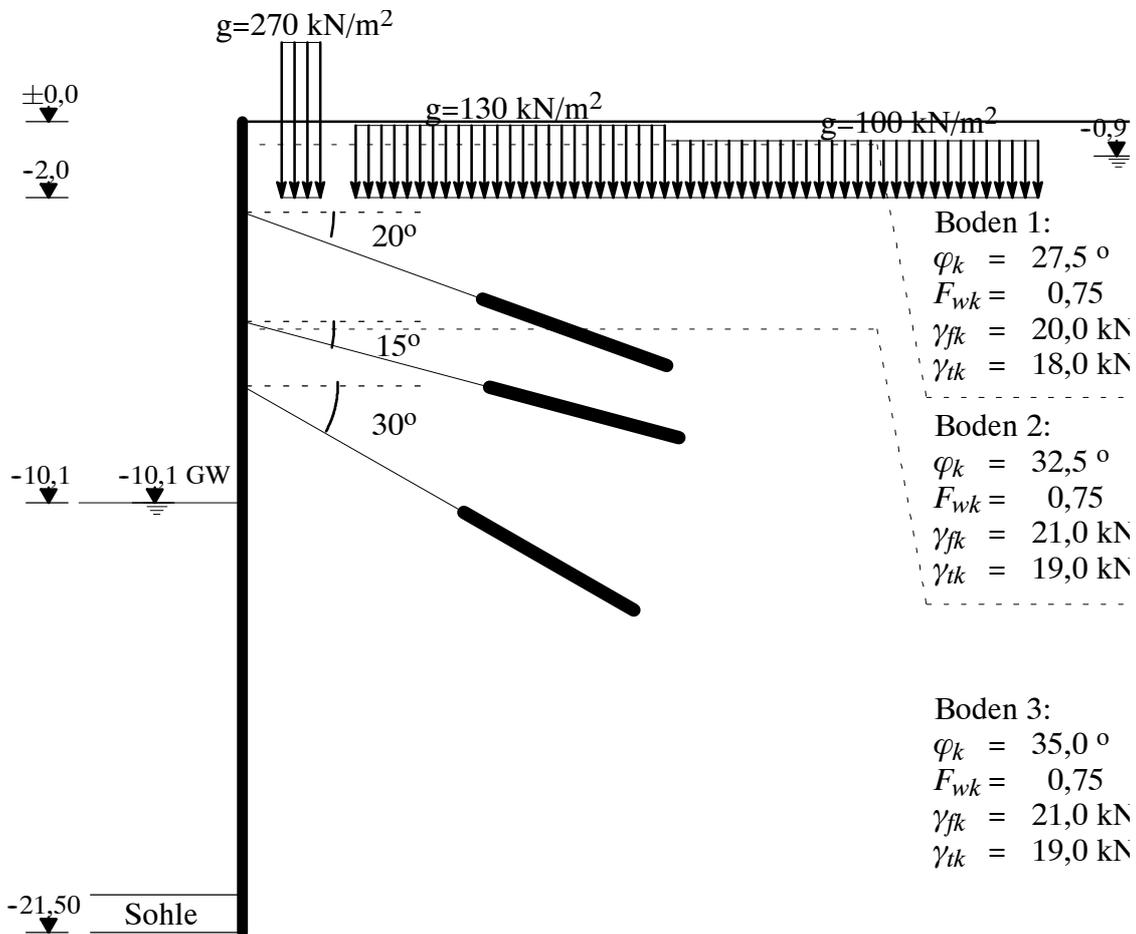


Bild A.15 System für dreilagig verankerte Wand mit Grundwasser in rolligem Boden

Aufgrund neuer Erkenntnisse in Berlin, die von Weißenbach/Gollub [41] dargestellt wurden, ergeben sich Abweichungen von der bisherigen Bemessungspraxis. Dieses Beispiel wurde von Kühlborn [40] untersucht. Die Ergebnisse nach EAB [2] sind der Arbeit entnommen und in Tabelle 18 dargestellt. Bei den Ankerkräften und Schnittkräften sind für den Vergleich die rechnerischen Gebrauchsschnittkräfte des neuen Modells maßgebend. Es wird ein Fall mit einer Normalkraft am Wandfuß gleich Null ($N_{Fu\beta} = 0$) und ein anderer mit einer Normalkraft am Wandfuß größer Null ($N_{Fu\beta} \geq 0$) untersucht.

Das maximale Biegemoment erhält man für den Fall der frei auskragenden Wand (1. Aushubstufe) für beide Fälle in der gleichen Größe bei der Kombination Nr. 4 (Bild A.16 bis Bild A.18). Die Ankerkräfte sind gleich, da in beiden Fällen der maximale vorgegebene Wert für das Biegemoment das Optimum darstellt. Die minimalen Biegemomente ergeben sich in beiden Fällen für die 4. Aushubstufe bei der Kombination Nr. 3 (Bild A.19 bis Bild A.21, Bild A.26 bis Bild A.28).

Tabelle 18: Vergleich der Ergebnisse dreilagig verankerte Baugrube in Berliner Boden				
Spalte	1	2	3	4
		Berechnung nach EAB [2]	$N_{Fu\beta} \geq 0$	$N_{Fu\beta} = 0$
1	M_{max} [kNm/m]	623,29	644,99	644,99
2	M_{min} [kNm/m]	-708,73	-409,05	-423,24
3	$A_{1,N}$ [kN/m]	154,21	331,35	331,35
4	$A_{2,N}$ [kN/m]	415,79	368,37	368,37
5	$A_{3,N}$ [kN/m]	455,38	410,86	410,86
6	l_1 [m]	12,90	11,90	15,68
7	l_2 [m]	16,30	18,56	19,27
8	l_3 [m]	16,40	19,03	19,10

Die Ankerlängen ergeben sich für eine Normalkraft am Wandfuß gleich Null entsprechend Bild A.22 und für eine Normalkraft am Wandfuß größer Null entsprechend Bild A.29. Die Forderung einer Normalkraft gleich Null am Wandfuß führt zu einer Erhöhung der Ankerlängen und der Schnittkräfte. Auf der Erdseite wird nicht mehr der volle Wandreibungswinkel aktiviert sondern nur ein Teil. Dies führt zu einem höheren Erddruck und damit zu einem größeren Biegemoment.

Die sich nach diesem Modell ergebenden Ankerlängen sind wesentlich größer als die aus der bisherigen Bemessungspraxis. Das bestätigen die Erkenntnisse von Weißenbach/Golub [41]. Die größeren Ankerlängen sind teils auf den Unterschied im Ansatz des passiven Erddrucks auf der Baugrubenseite (vgl. Abschnitt A.6) zurückzuführen, teils auf die Abminderung des Bodeneigengewichts bei dem hier vorgeschlagenen Sicherheitsmodell. Bei dem Modell nach EAB [2] hat die Größe der Wandfußkraft keinen Einfluß auf die Ankerlänge, da sich die Ankerkräfte nicht verändern und damit alle Größen für die Berechnung gleich bleiben.

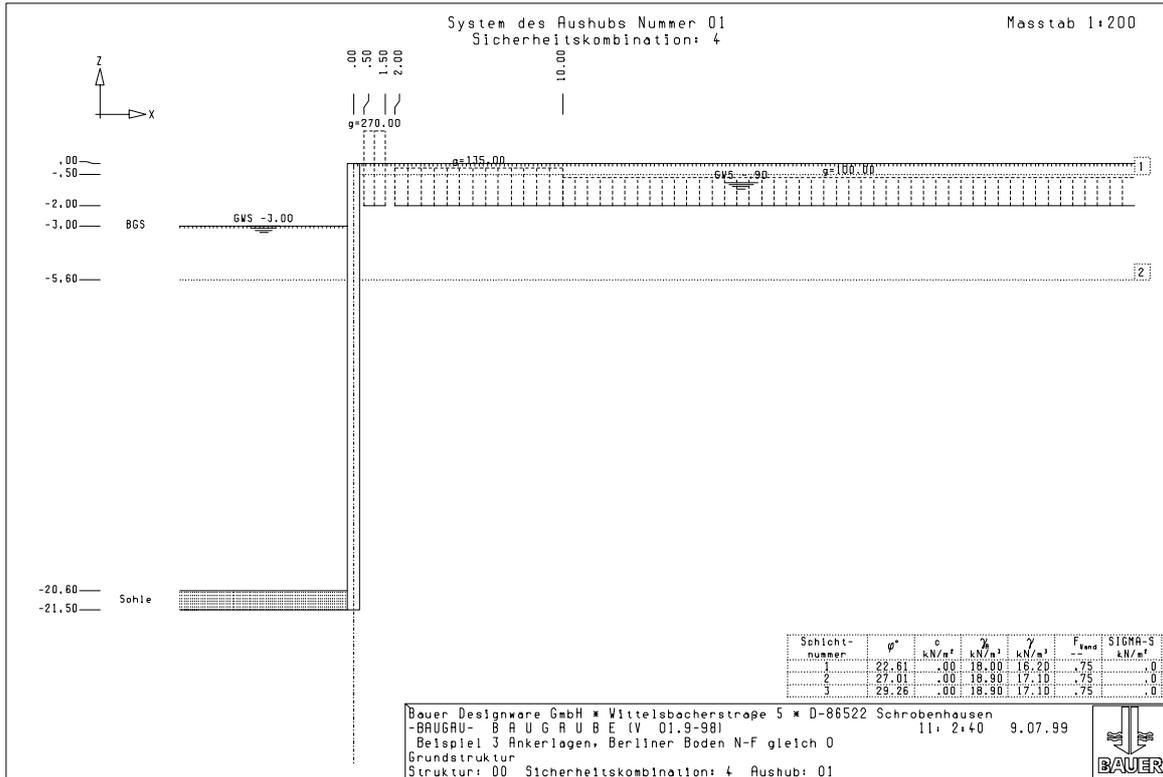


Bild A.16 System der 1. Aushubstufe der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

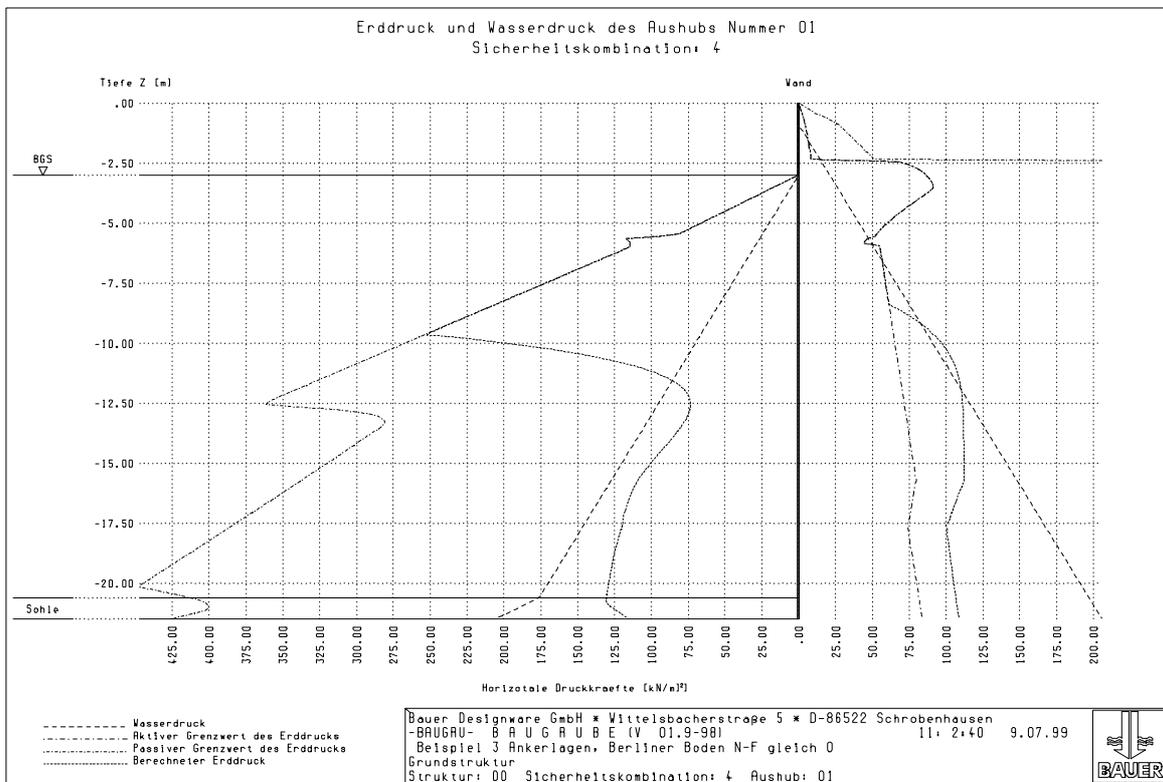


Bild A.17 1. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

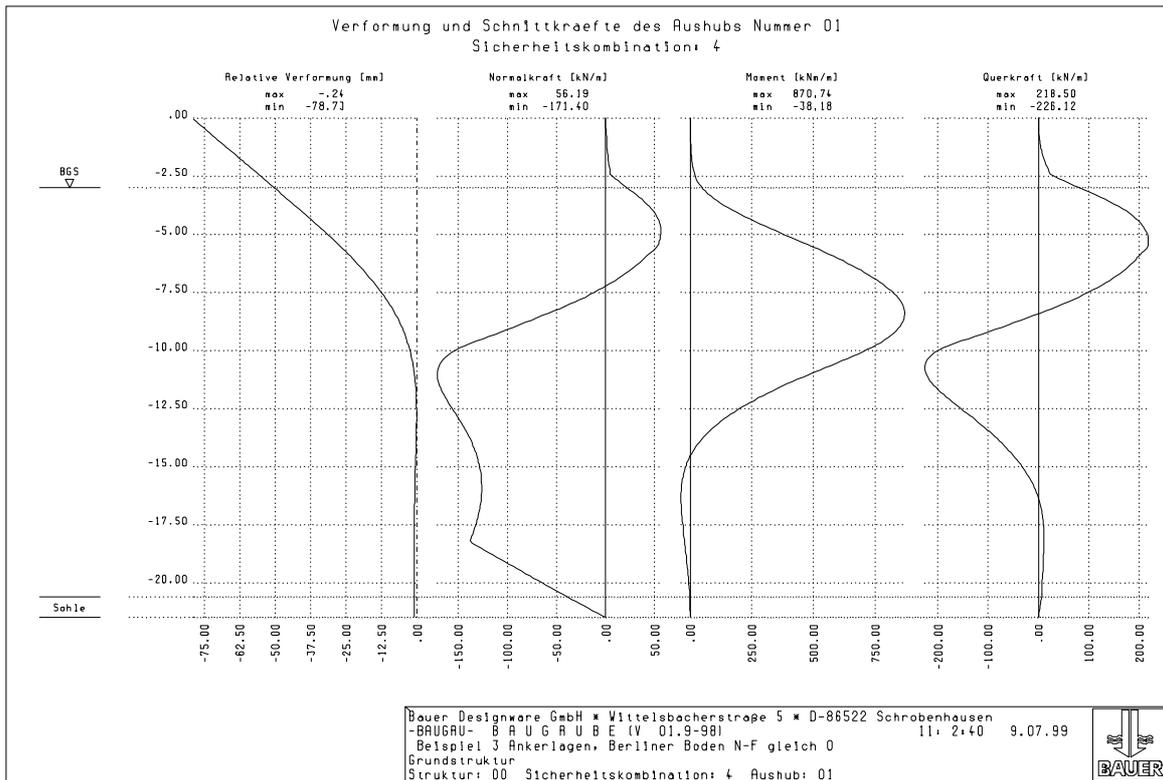


Bild A.18 1. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

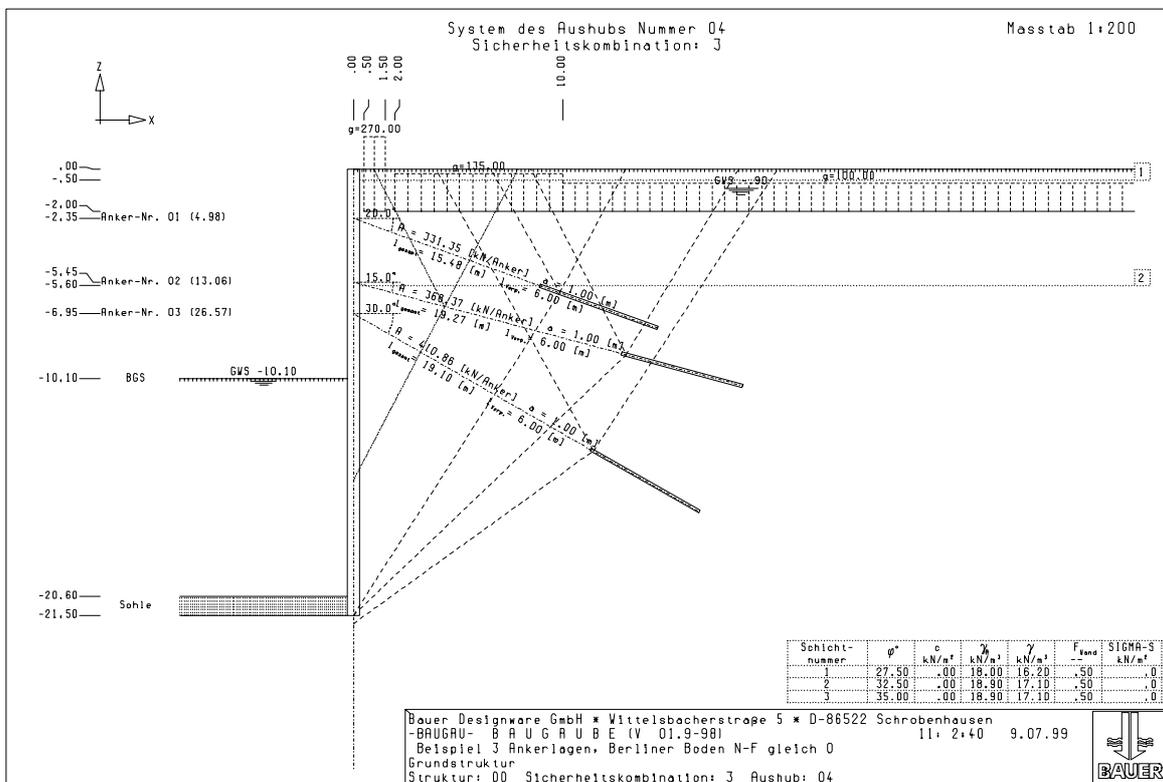


Bild A.19 System der 4. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 3, $N_{Fu\beta} = 0$

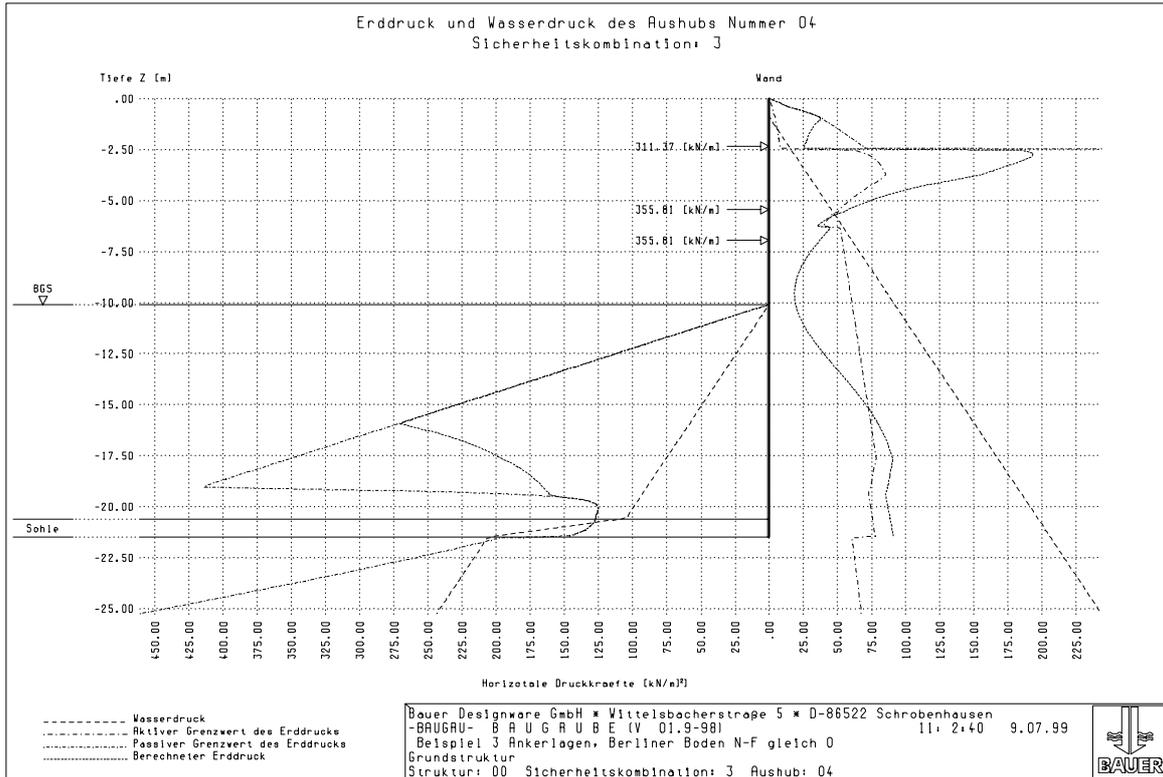


Bild A.20 4. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 3, $N_{Fu\beta} = 0$

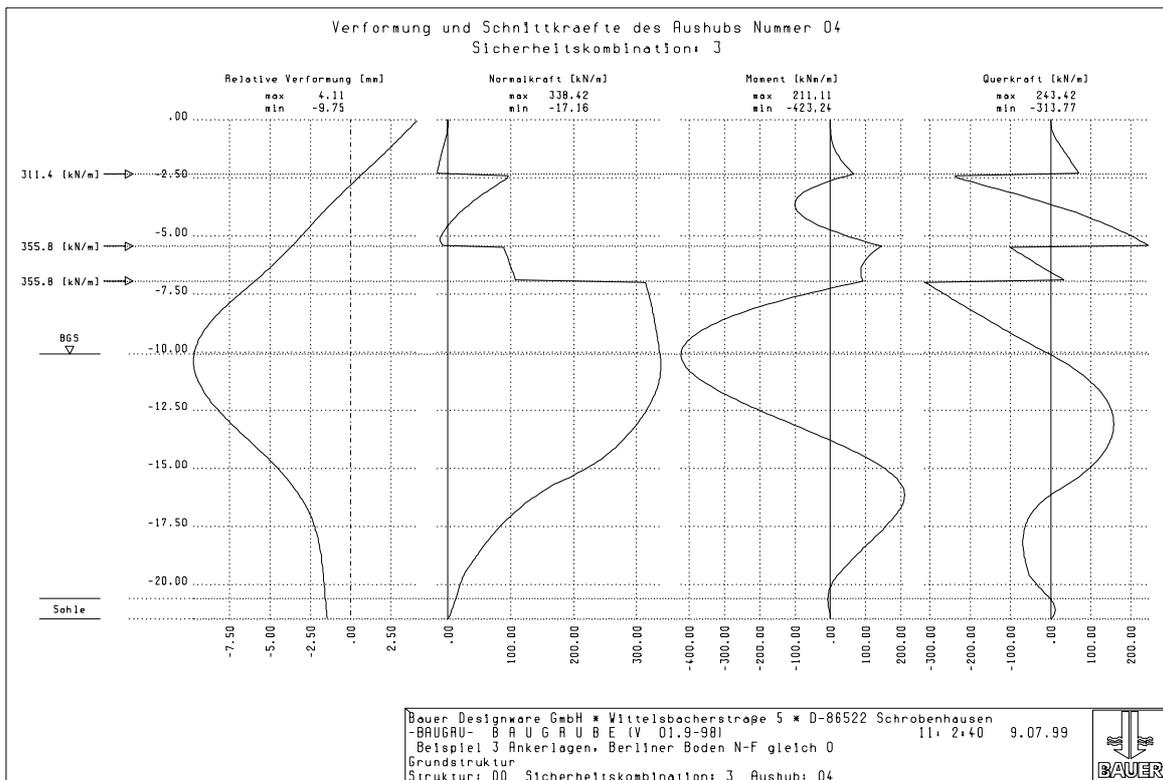


Bild A.21 4. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 3, $N_{Fu\beta} = 0$

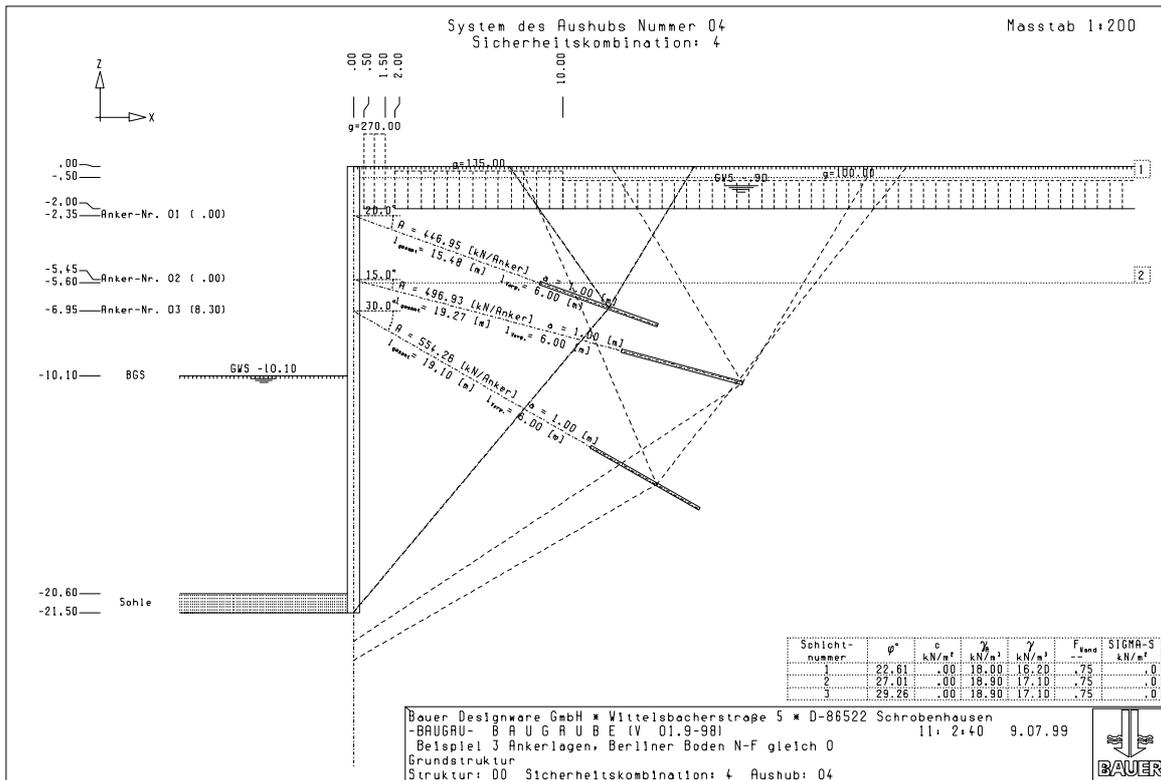


Bild A.22 System der 4. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

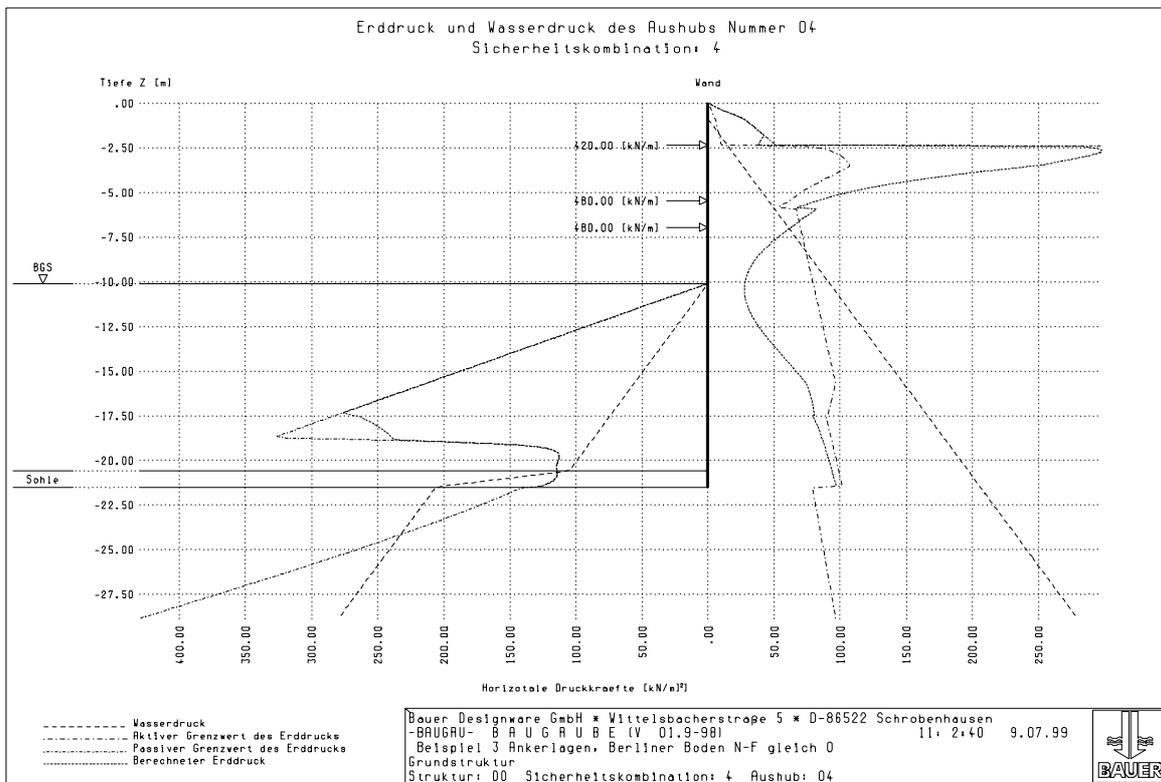


Bild A.23 4. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

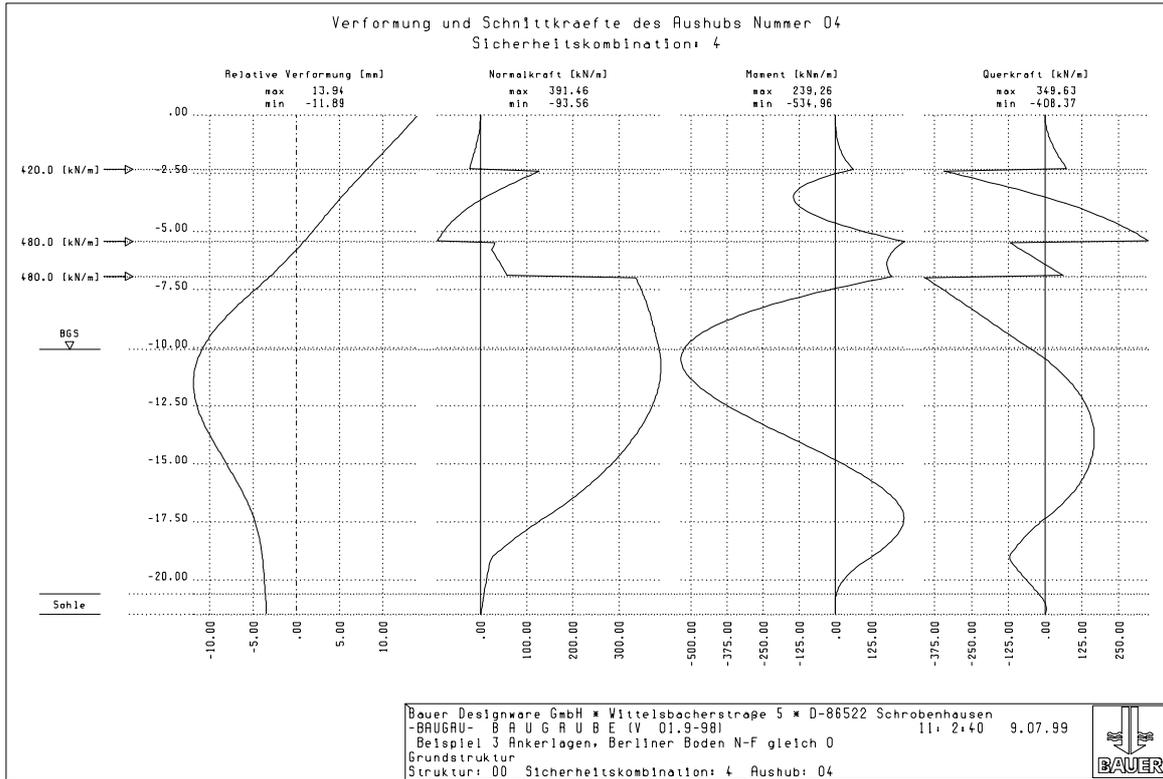


Bild A.24 4. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} = 0$

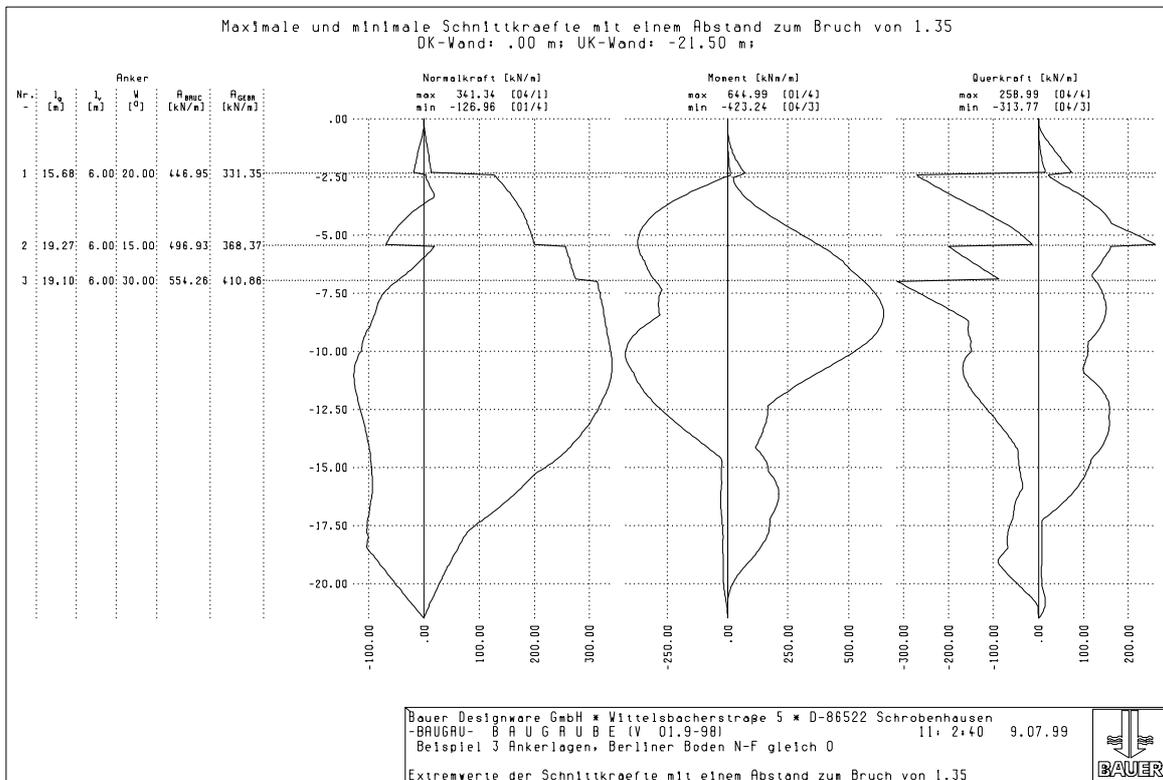


Bild A.25 Überlagerung der Gebrauchsschnittkräfte aller Aushubstufen, $N_{Fu\beta} = 0$

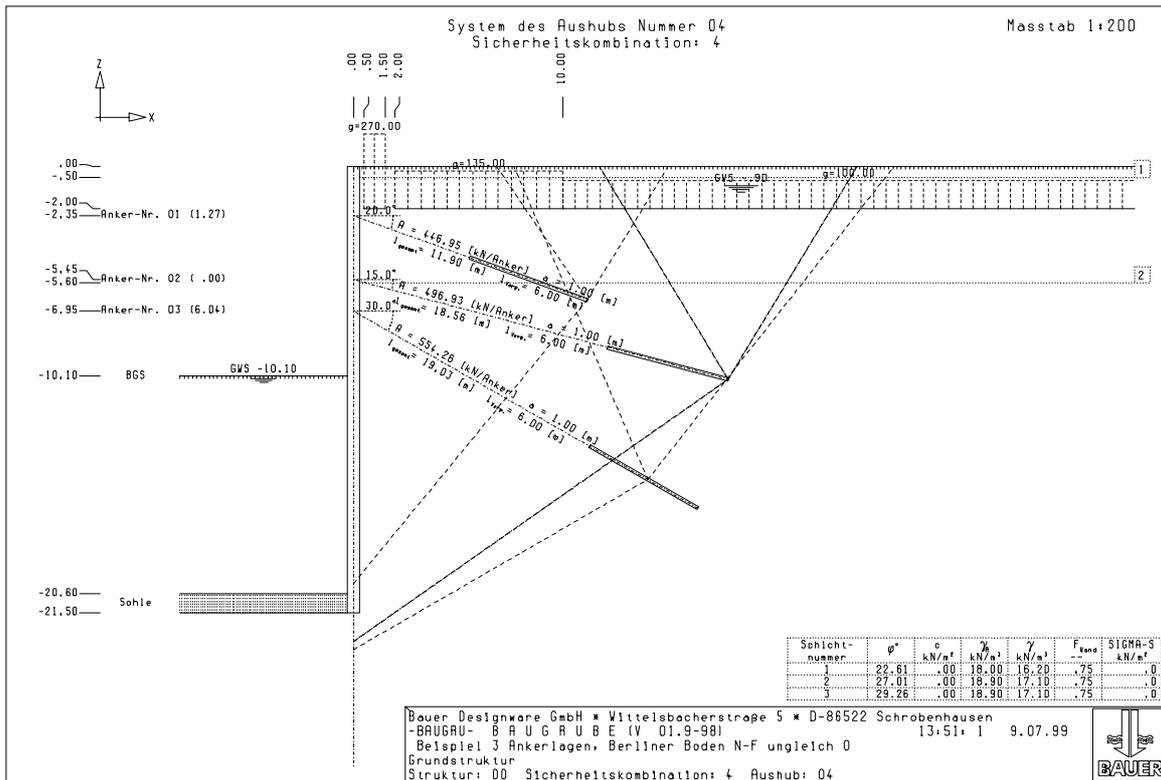


Bild A.26 System der 4. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 3, $N_{Fu\beta} \geq 0$

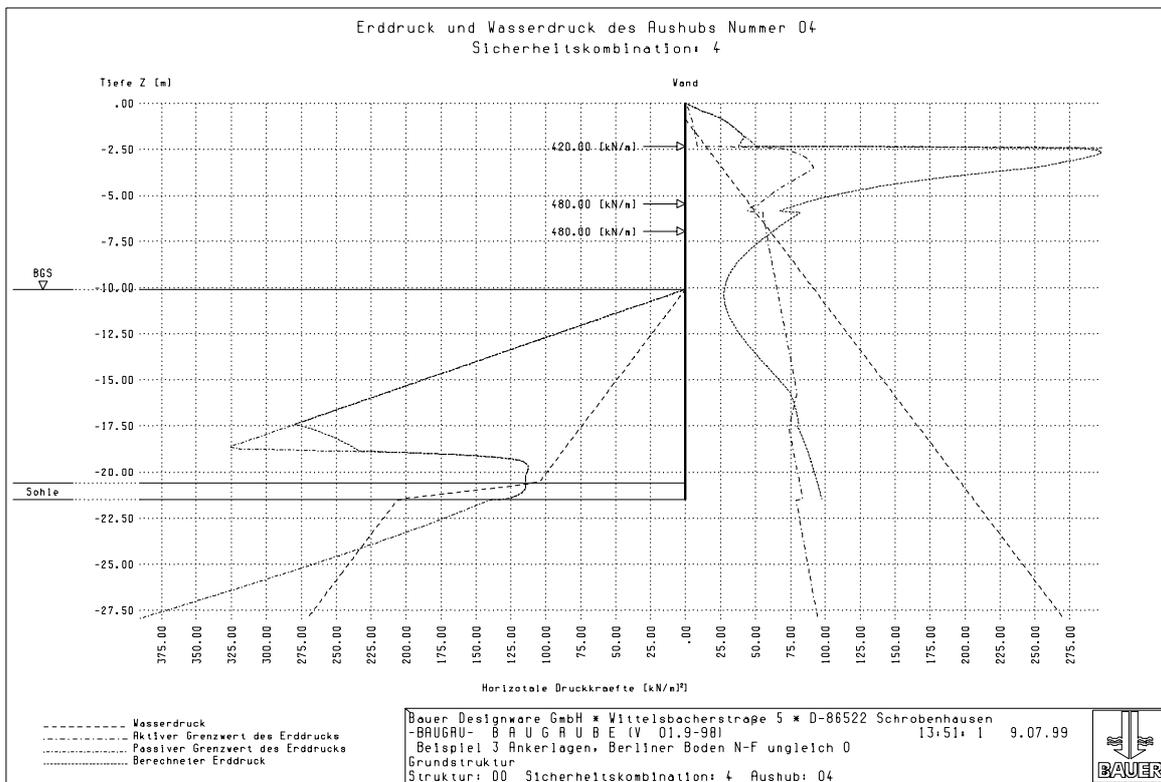


Bild A.27 4. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 3, $N_{Fu\beta} \geq 0$

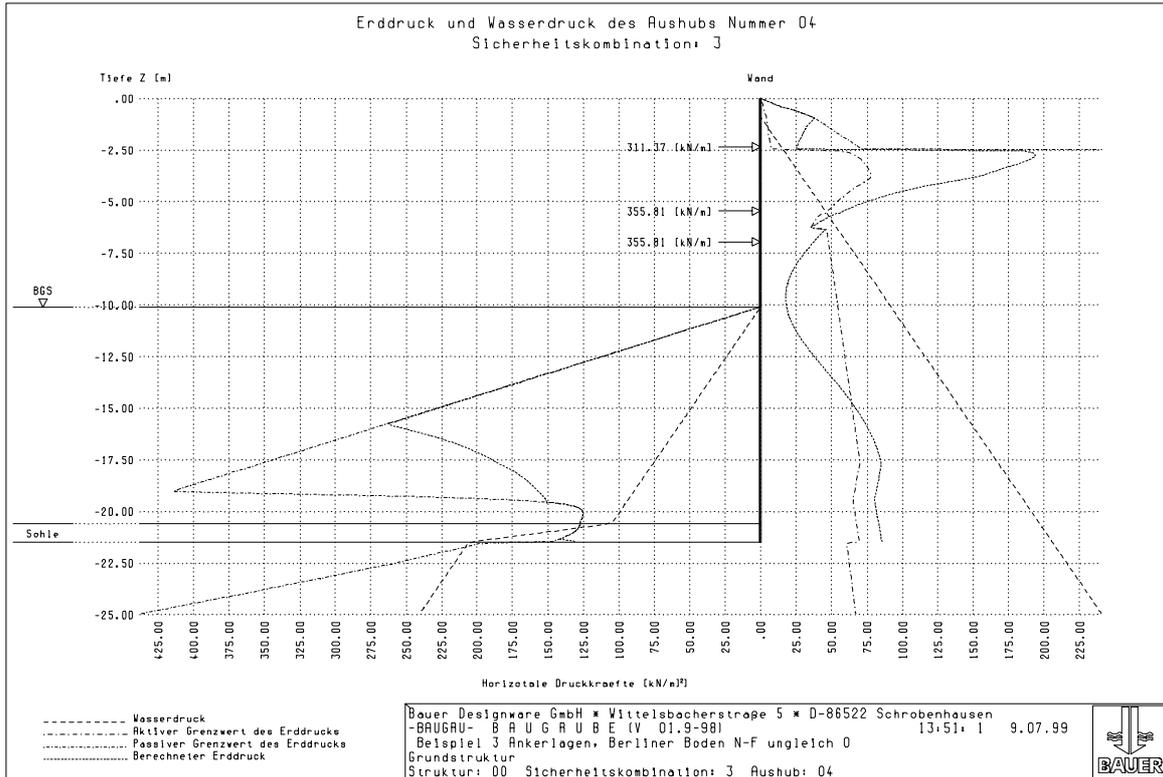


Bild A.30 4. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} \geq 0$

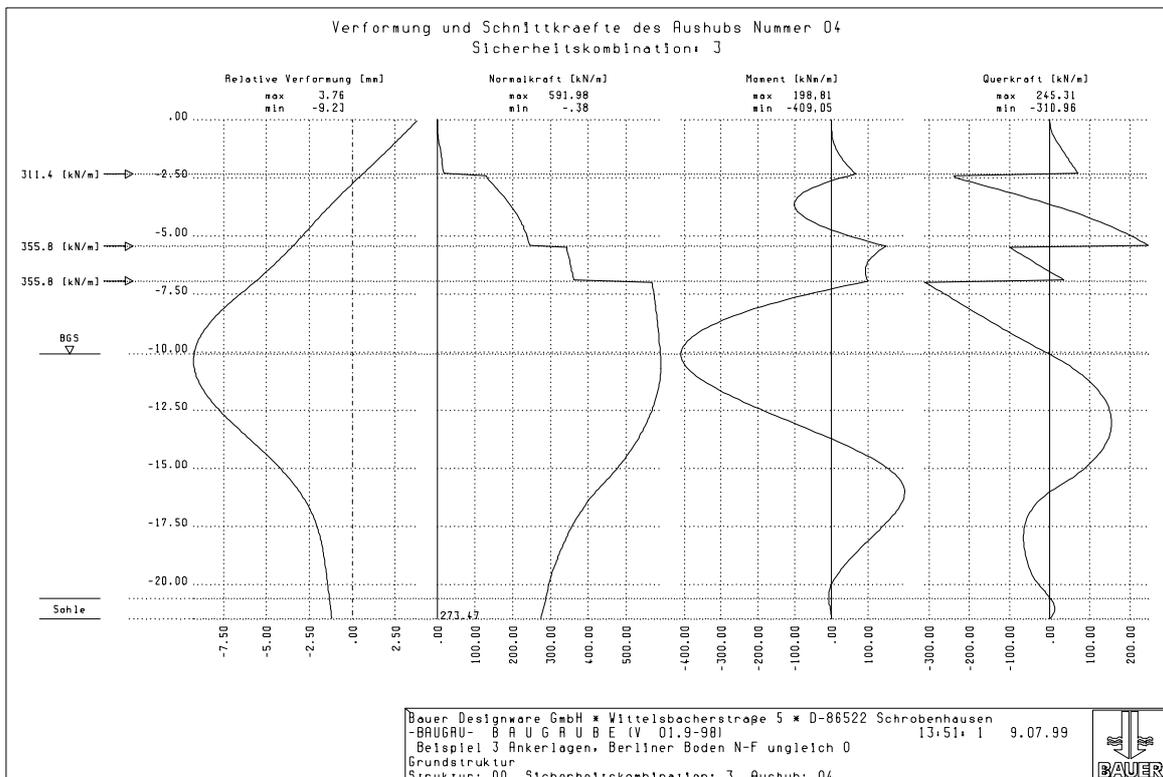


Bild A.31 4. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 4, $N_{Fu\beta} \geq 0$

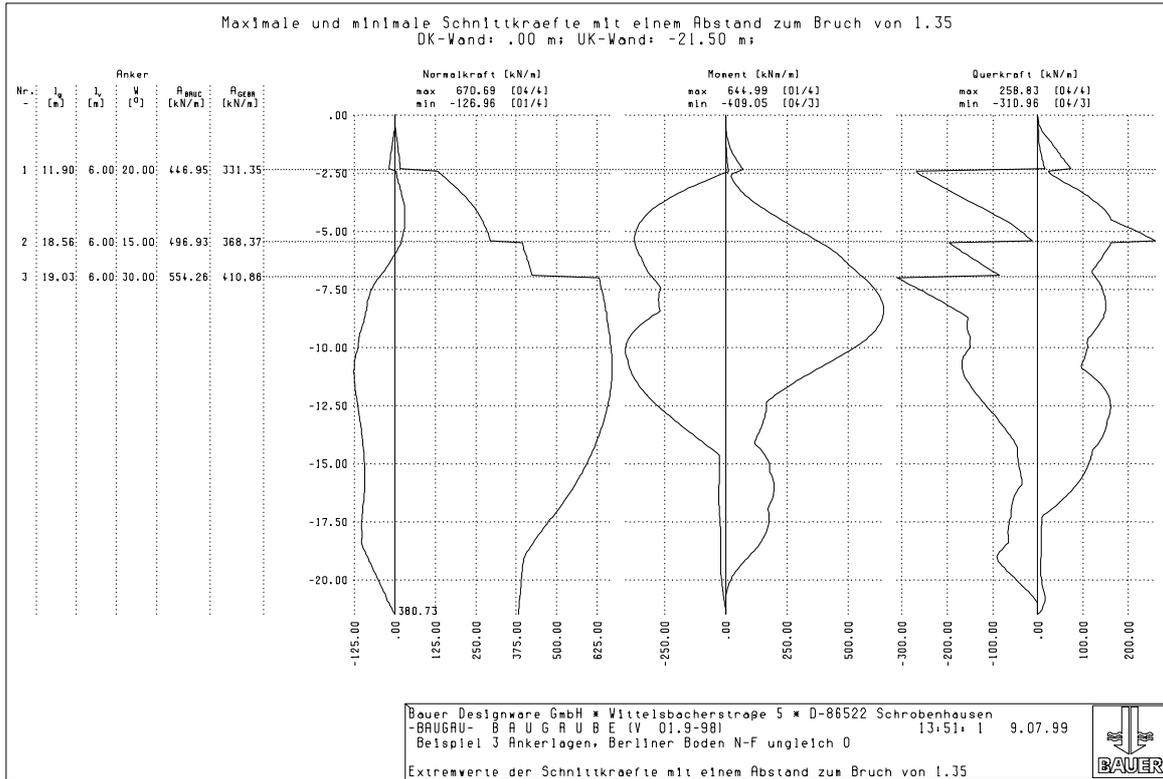


Bild A.32 Überlagerung der Gebrauchsschnittkräfte aller Aushubstufen, $N_{Fu\beta} \geq 0$

A.4 Beispiel: Auffüllung über Seeton mit Verankerung und Aussteifungssohle

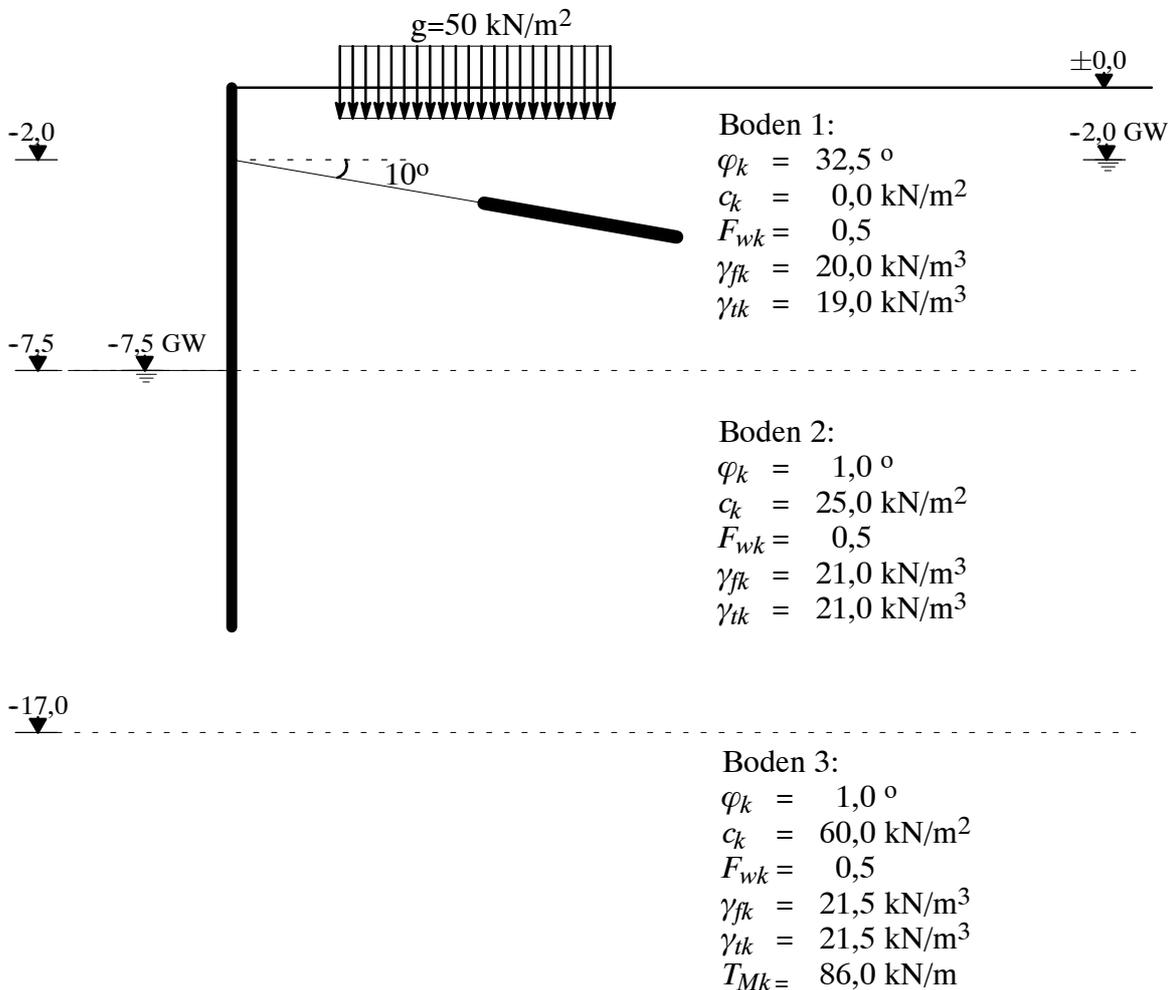


Bild A.33 System für Auffüllung über Seeton

Bei diesem Beispiel ist sowohl die Bestimmung der Ankerlänge als auch die Bewertung der gesamten Standsicherheit problematisch. Die angenommene geologische Situation ist an vielen Seeufern der Voralpen typisch.

Bei der Bauausführung zeigten sich große Verformungen, da versucht wurde, das Erdauflager durch Steifen in der Tiefe zu ersetzen. Bei der Berechnung des Einbaus einer Steife bzw. eines Ankers auf $-4,0$ m ergeben sich mit dem hier gewählten Modell Ankerlängen von größer 30 m und notwendige Bruchankerkräfte von über 500 kN/lfm Wand (Bild A.34). Für die Wandmomente im Bruchzustand erhält man Werte größer 900 kNm/lfm Wand. Die qualitativen Verformungen werden größer 30 cm (Bild A.36). Diese Lösung ist technisch nicht sinnvoll und sehr risikoreich. Geringfügig kleinere Bodenkennwerte führen bereits zu einer extremen Verlängerung der Anker.

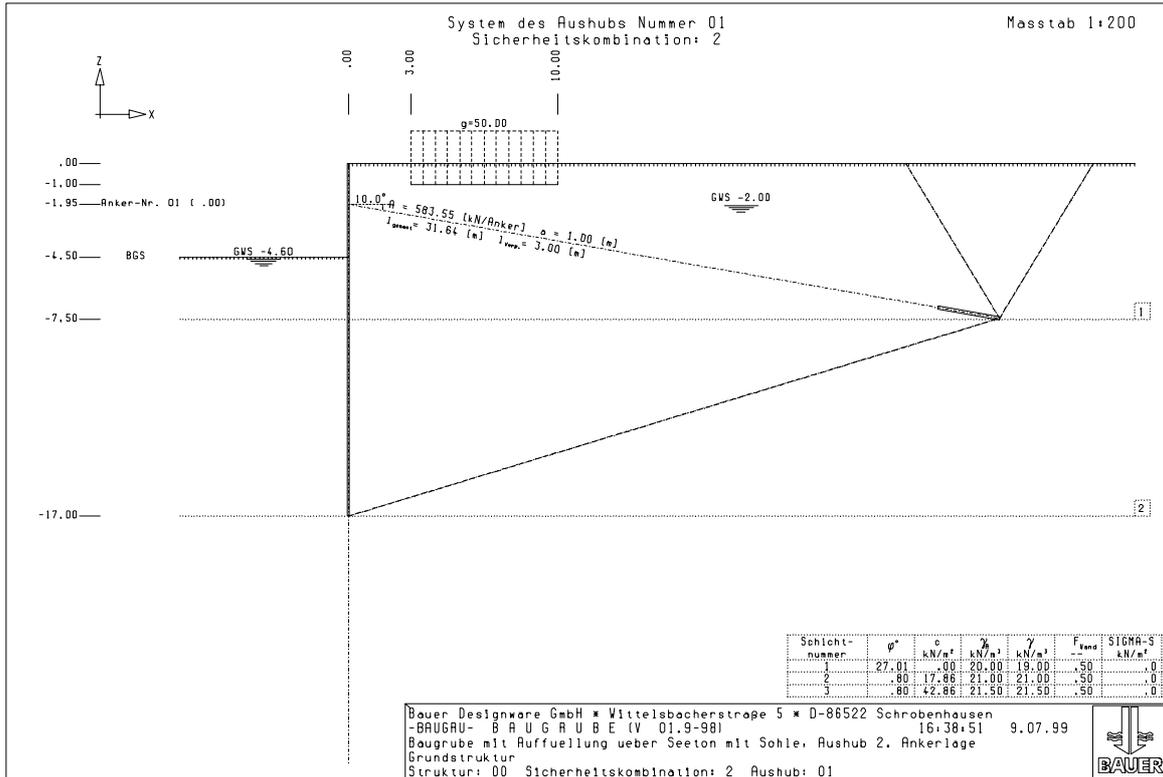


Bild A.34 System und Ankerlänge der Kombination Nr. 2

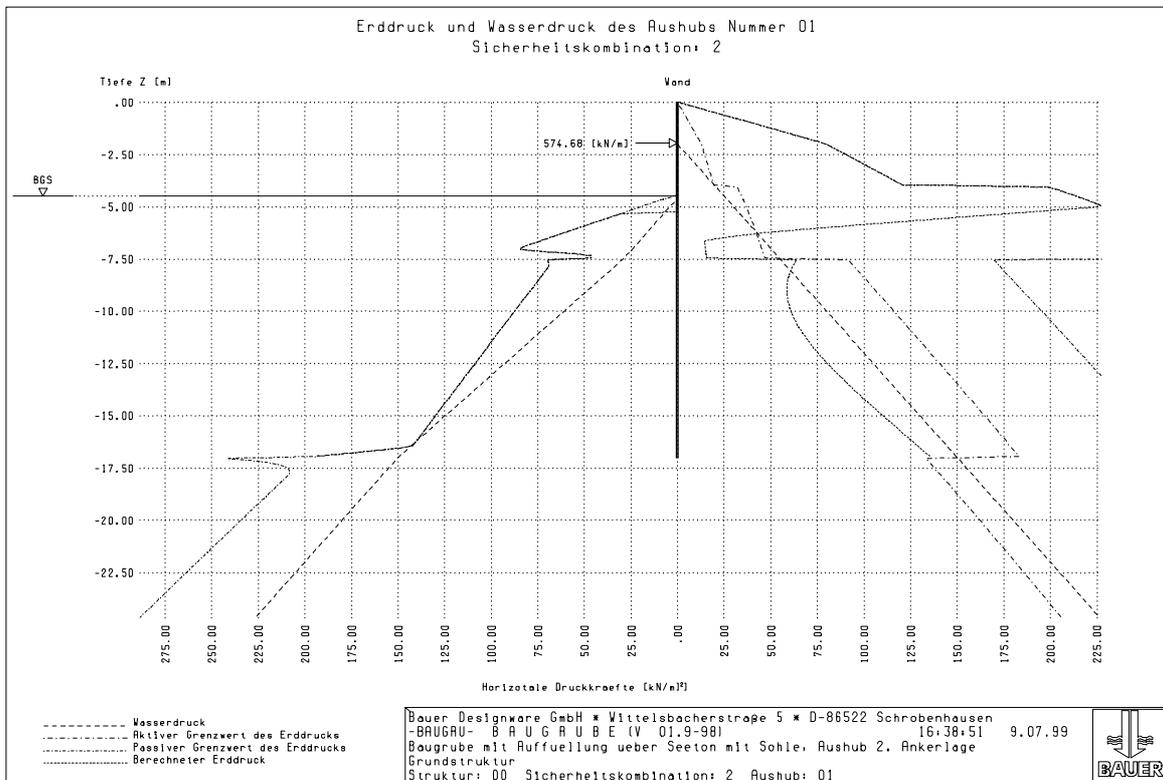


Bild A.35 Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

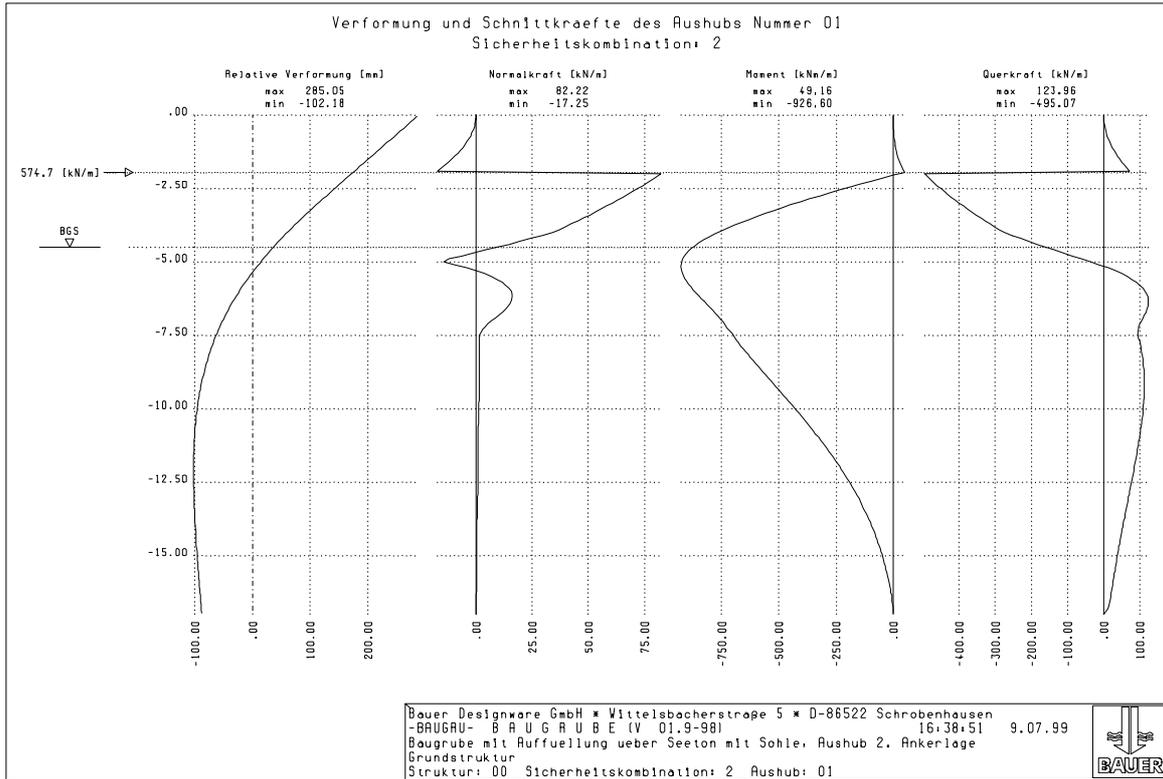


Bild A.36 Schnittgrößen und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

A.4.1 Lösung 1: HDI–Sohle ohne Auftriebssicherung

Bei dieser Lösung ist es erforderlich, die Wand bis in die tieferliegende, festere Schicht zu führen, da es sonst nicht möglich ist, das Spannungsgleichgewicht in der Tiefe nachzuweisen (vgl. Abschnitt 4.3.2 Seite 52). Es ergibt sich eine Wandtiefe von - 17.0 m.

Die charakteristische Druckfestigkeit der Sohle wird mit $1,5 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Die Sohle ist ausschließlich auf die Normalkraftbeanspruchung nachzuweisen, was durch Ansatz des entsprechenden Grenzwertes bei der Berechnung erfolgt. Die Dicke der HDI-Sohle wird mit 1.0 m angenommen.

Die HDI-Sohle wird vom Arbeitsplanum (- 2,50 m) der Ankerlage hergestellt. Die maßgebenden Berechnungen sind in Bild A.37 bis Bild A.46 dargestellt. Tabelle 19 zeigt die Festlegelast bzw. Prüflast der Anker aufgrund der Berechnung (Bild A.46).

Tabelle 19: Ankerkräfte und Querschnitte für St 1570/1770					
Spalte	1	2	3	4	5
Anker- Nummer	Festlegelast A_{GEBR} [kN/m]	Querschnitt $\gamma_{GEBR} = 1,75$ [cm ² /m]	Prüflast A_{BRUC} [kN/m]	Querschnitt $\gamma_{BRUC} = 1,1$ [cm ² /m]	A_{BRUC}/A_{GEBR} R
1	157,96	1,76	213,24	1,49	1,35

Der Nachweis der Spundwand kann mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.46 multipliziert mit dem Modellfaktor von 1.35 nach EC3 [14] bzw. DIN 18800 (November 1990) [11] geführt werden, bzw. mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.46 nach DIN 18800 (März 1981) [10]. Die überlagerten Schnittkräfte im Bereich der Sohle sind relativ hoch, da der erdseitige Erddruck aus der Bodenschicht 2 in die Sohle umgelenkt werden muß.

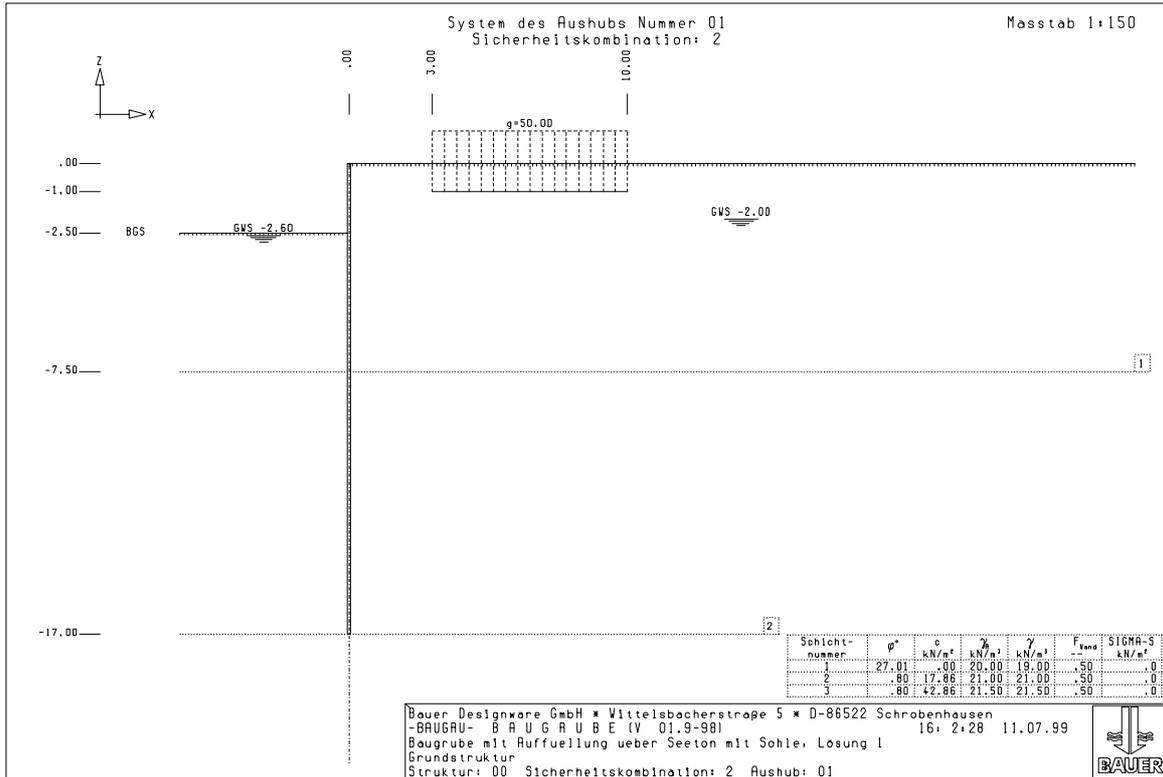


Bild A.37 System der 1. Aushubstufe der Kombination Nr. 2

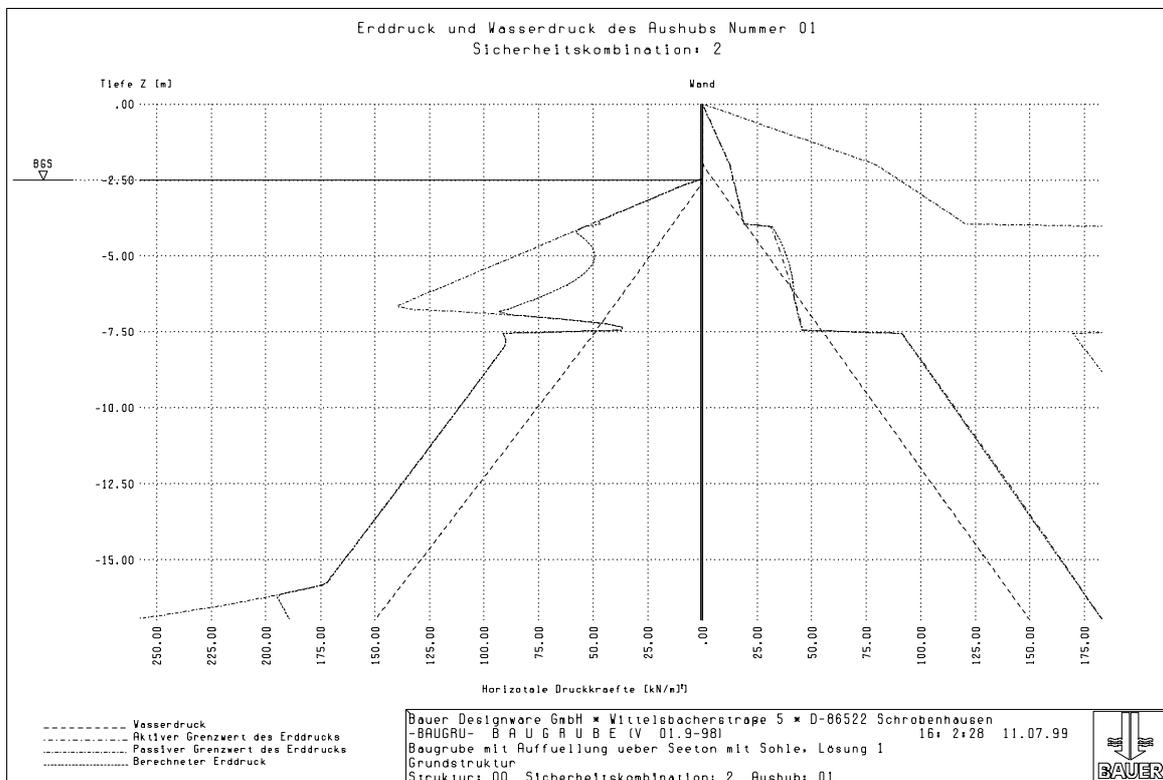


Bild A.38 1. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

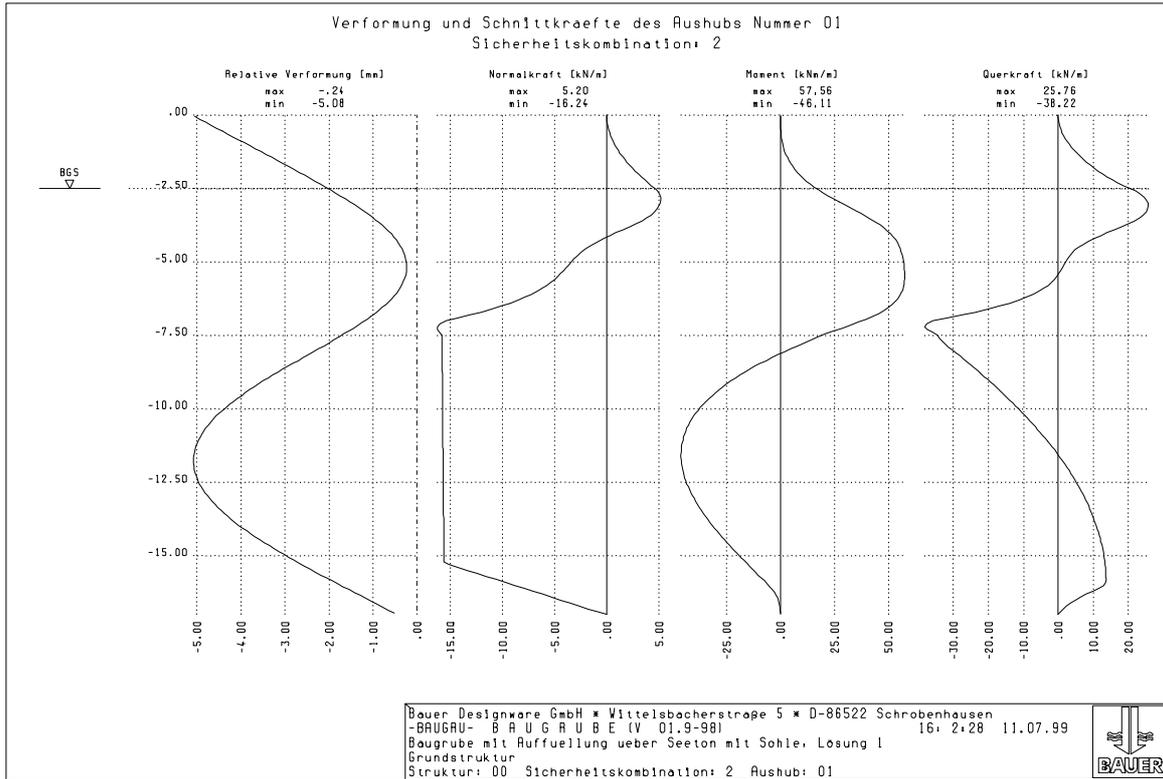


Bild A.39 1. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

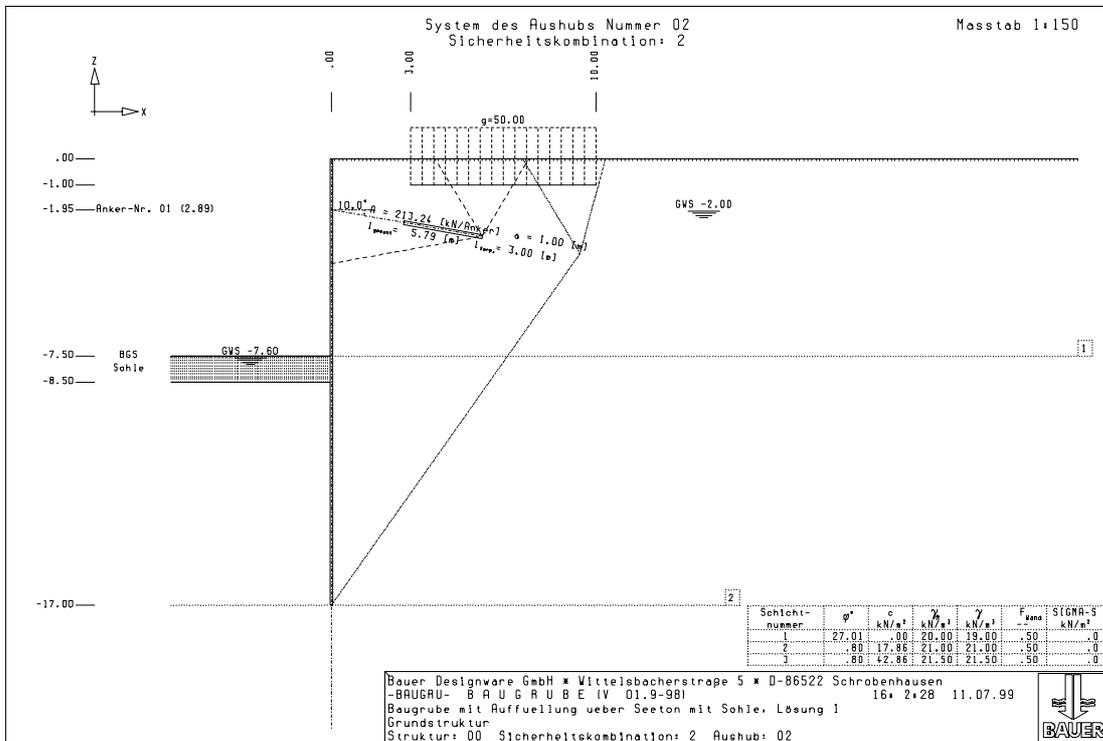


Bild A.40 System 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 2

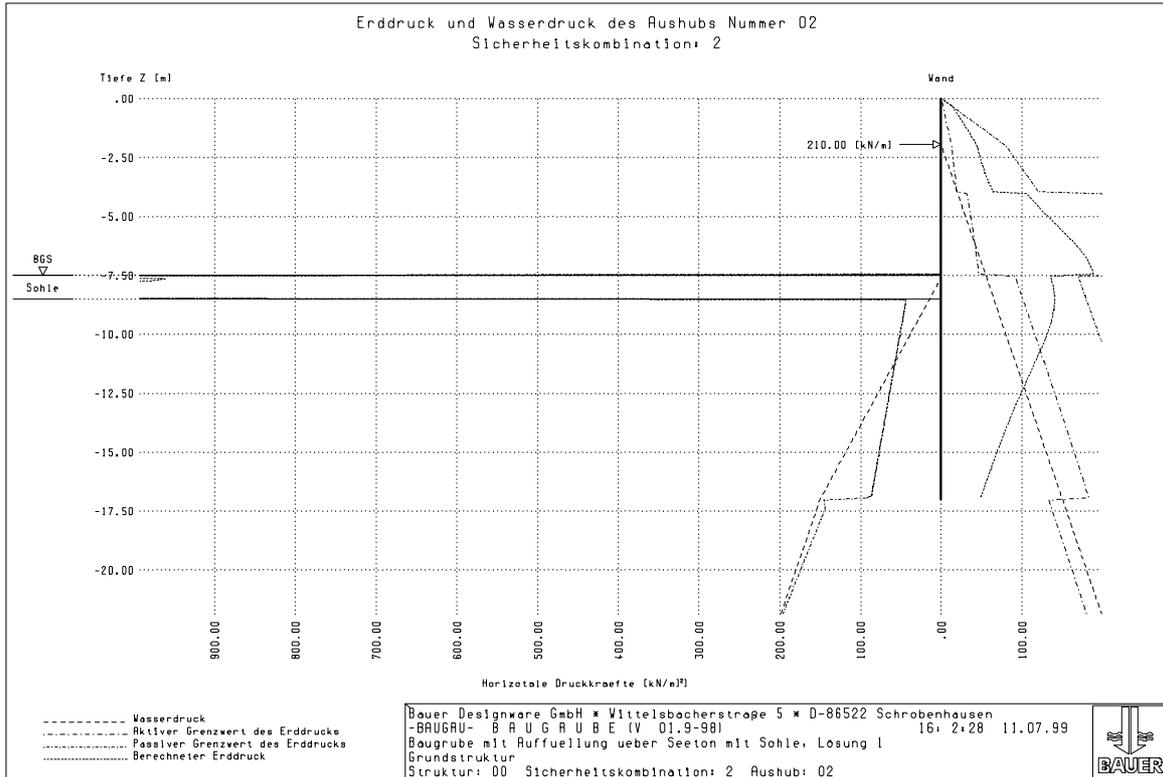


Bild A.41 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

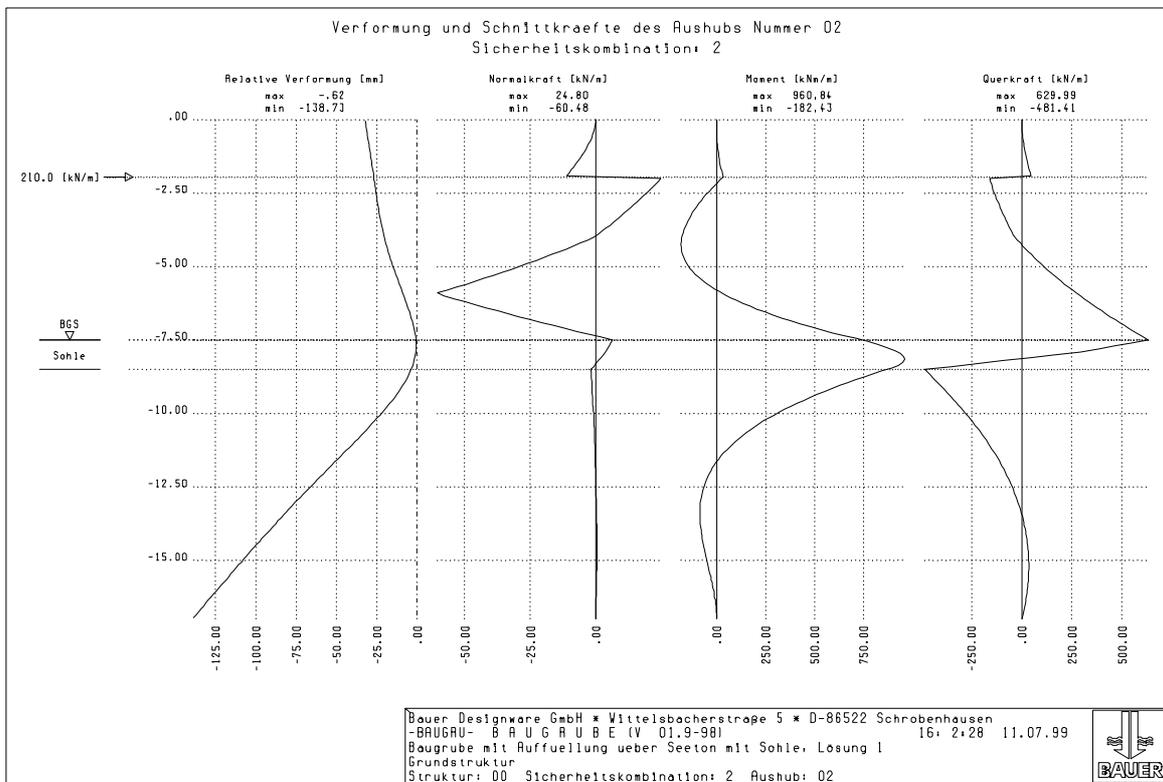


Bild A.42 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

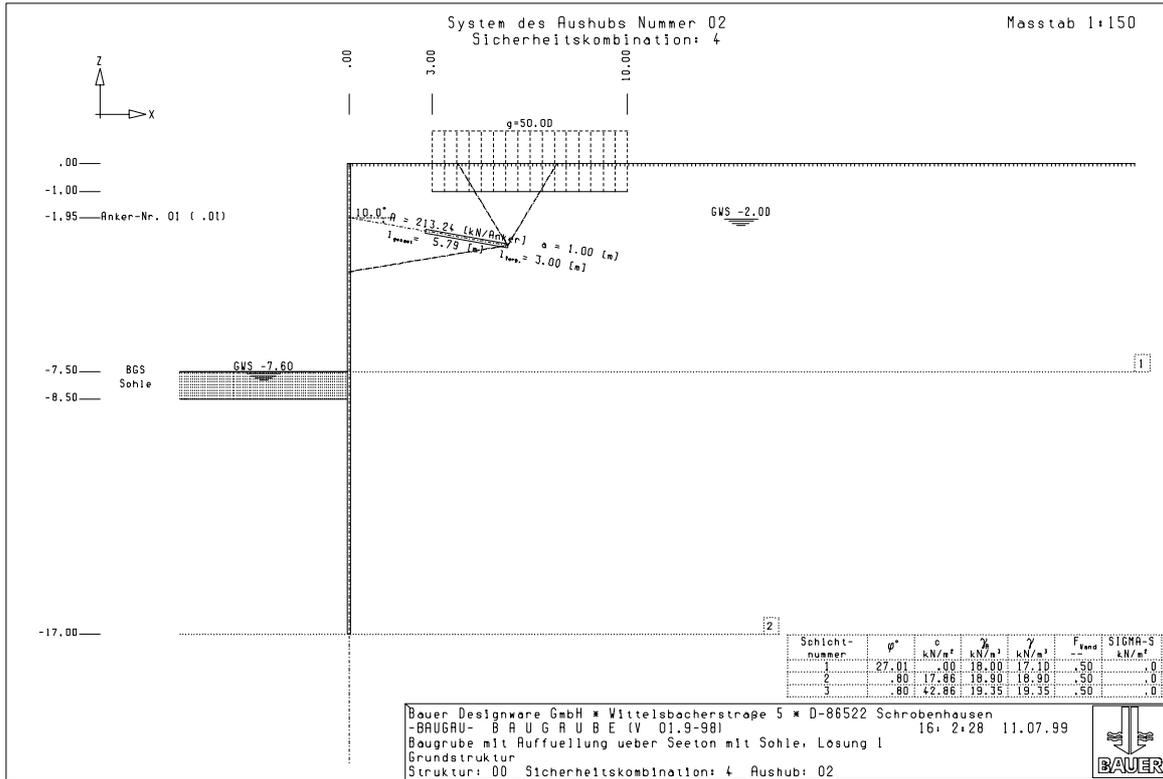


Bild A.43 System 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 4

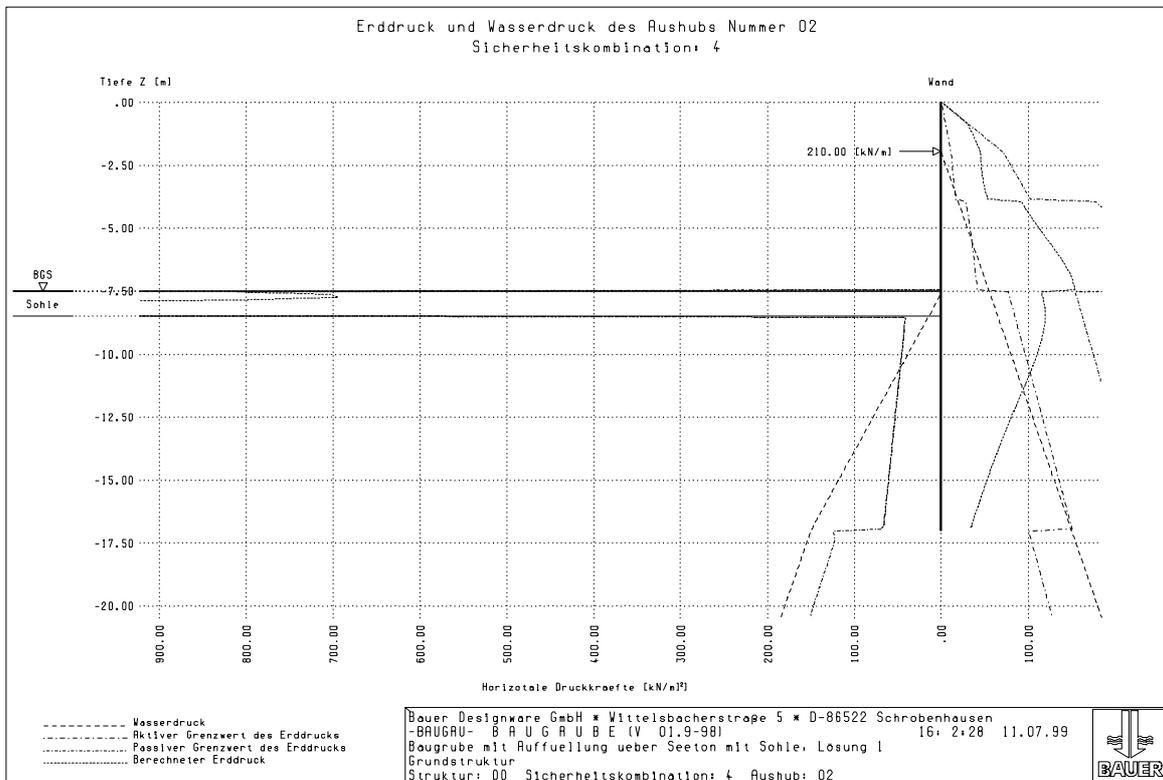


Bild A.44 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 4

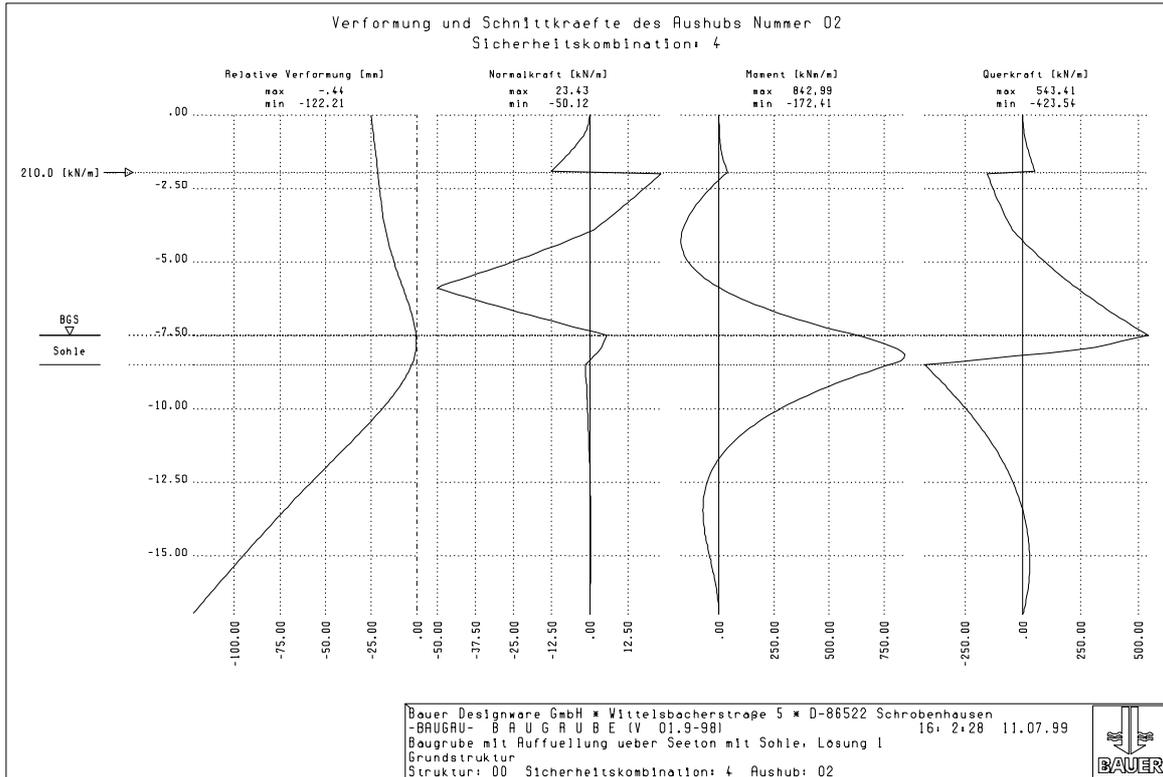


Bild A.45 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 4

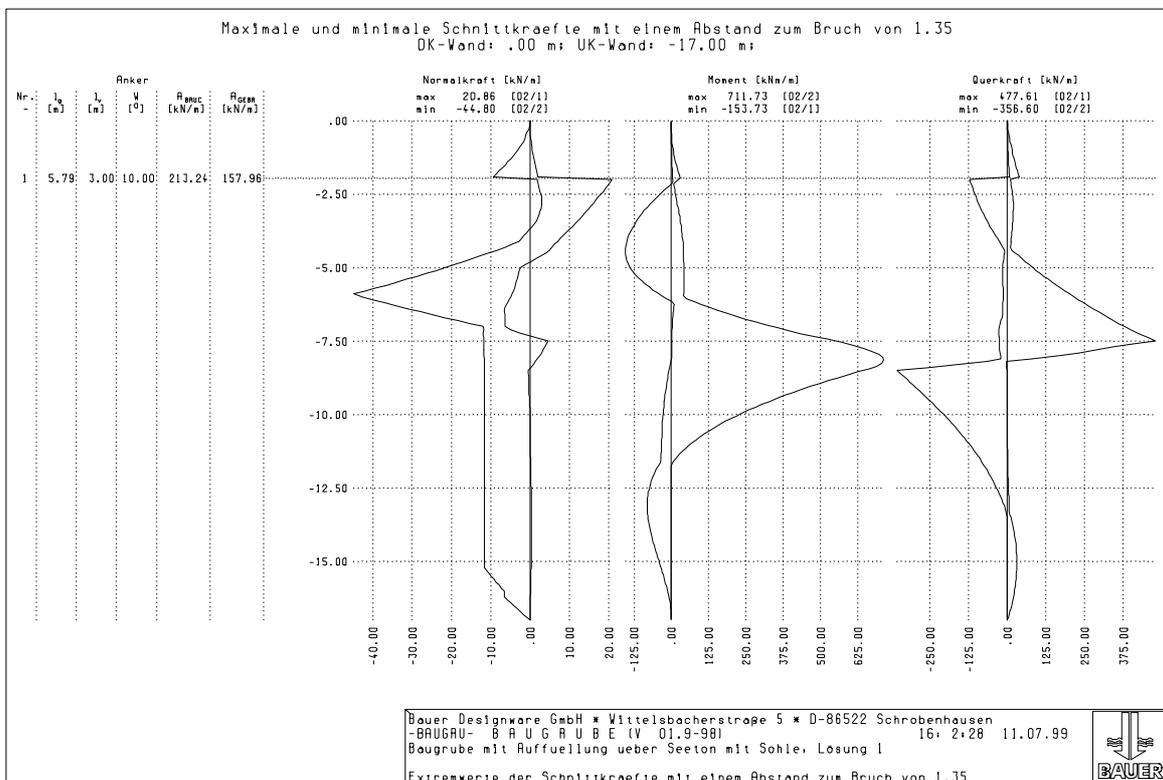


Bild A.46 Überlagerung der Gebrauchsschnittkräfte aller Aushubstufen

A.4.2 Lösung 2: HDI–Sohle mit Auftriebssicherung und kurzer Wand

Für den Nachweis der HDI-Sohle mit Auftriebssicherung wird die Sohle wieder mit einer Dicke von 1.0 m angenommen. Die Einflußfläche eines Zugglieds ist mit $3,0 \text{ m}^2$ angesetzt, die zulässige Bruchkraft des Zugglieds mit 390 kN. Damit ergibt sich die notwendige charakteristische Haftkraft in der Sohle mit 578 kN/m. Sie ist durch einen Versuch auf der Baustelle nachzuweisen. Die charakteristische Haftkraft des Zugglieds in der Schicht 3 wird zu 86 kN/m angenommen. Dieser Wert ist ebenso durch einen Versuch auf der Baustelle nachzuweisen.

Durch einen entsprechenden Versuchsaufbau beim Nachweis der charakteristischen Haftkraft des Zugglieds in der Sohle kann gleichzeitig die ausreichende Festigkeit der Sohle zur Abtragung der Lasten durch die Sohle untersucht werden. Ein rechnerischer Nachweis kann damit entfallen. Die Baustellennachweise müssen alle vor dem eigentlichen Beginn der Arbeiten durchgeführt werden, um eventuelle fehlerhafte Annahmen der Berechnung zu erkennen.

Die HDI-Sohle wie die Auftriebspfähle sind vom Arbeitsplanum der Ankerlage aus zu erstellen. Der Nachweis des Aushubes auf Kote - 2,5 m kann rechnerisch für die kurze Wand nicht geführt werden. Daher erfolgt der 1. Aushub auf eine Kote von - 2,0 m. Die Ankerlage befindet sich somit auf - 1,50 m.

Maßgebend sind für die 1. Aushubstufe die Kombination Nr. 2 (Bild A.47 bis Bild A.49), für die 2. Aushubstufe beim maximalen Biegemoment Kombination Nr. 1 (Bild A.53 bis Bild A.55) und für die Ankerlänge Kombination Nr. 2 (Bild A.50 bis Bild A.52). Tabelle 20 zeigt die Festlegelast bzw. Prüflast der Anker aufgrund der Berechnung (Bild A.56).

Tabelle 20: Ankerkräfte und Querschnitte für St 1570/1770

Spalte	1	2	3	4	5
Anker- Nummer	Festlegelast A_{GEBR} [kN/m]	Querschnitt $\gamma_{GEBR}=1,75$ [cm ² /m]	Prüflast A_{BRUC} [kN/m]	Querschnitt $\gamma_{BRUC}=1,1$ [cm ² /m]	A_{BRUC}/A_{GEBR}
1	157,96	1,36	159,93	1,12	1,01

Der Nachweis der Spundwand kann mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.56 multipliziert mit dem Modellfaktor von 1.35 nach EC3 [14] bzw. DIN 18800 (November 1990) [11] geführt werden, bzw. mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.56 nach DIN 18800 (März 1981) [10].

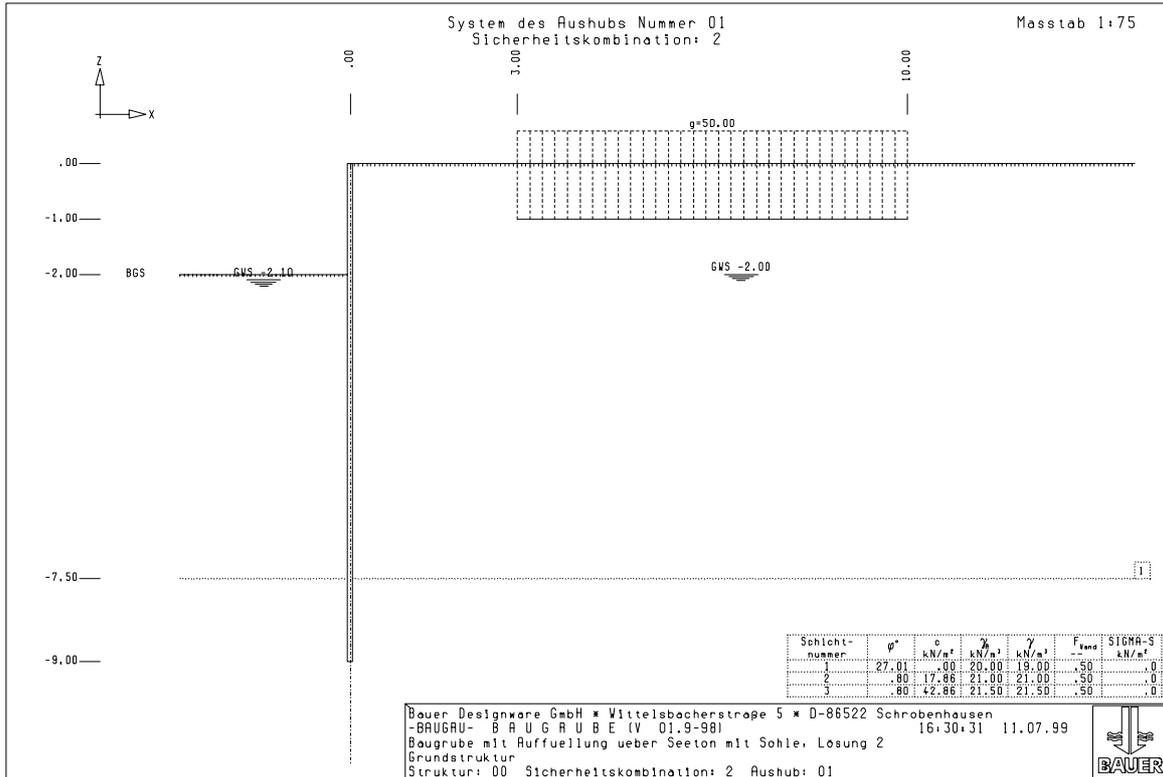


Bild A.47 System der 1. Aushubstufe der Kombination Nr. 2

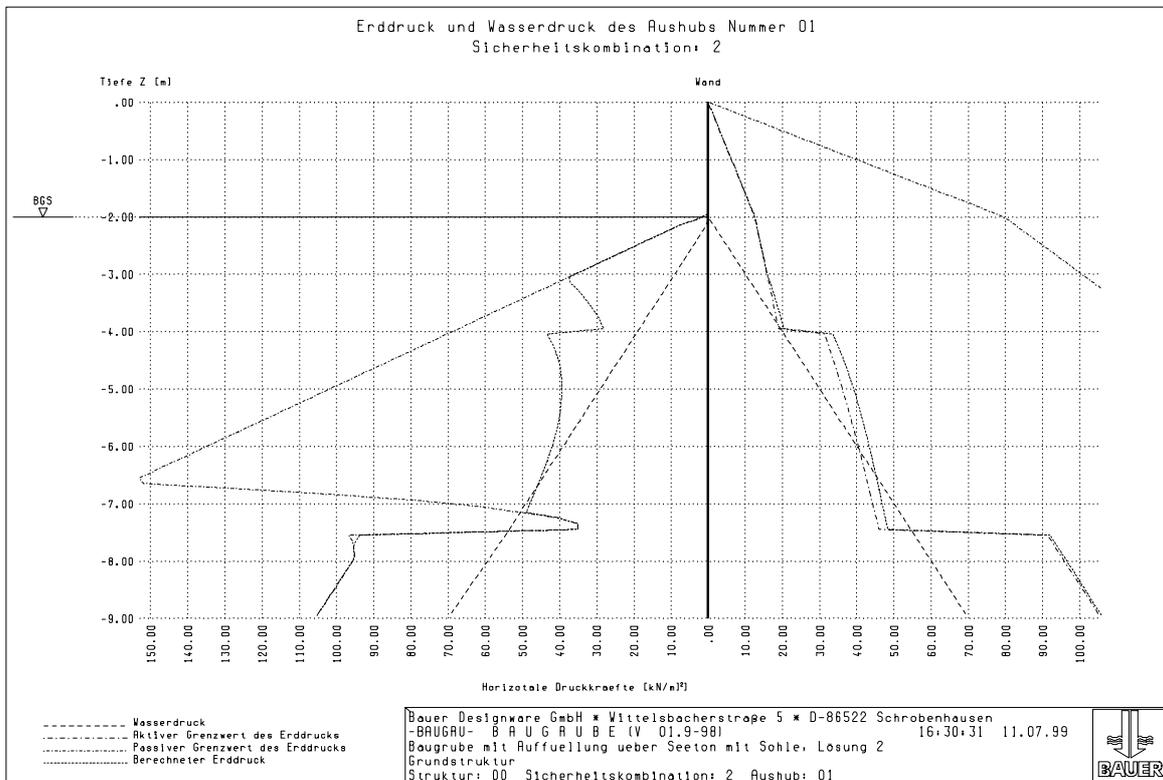


Bild A.48 1. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

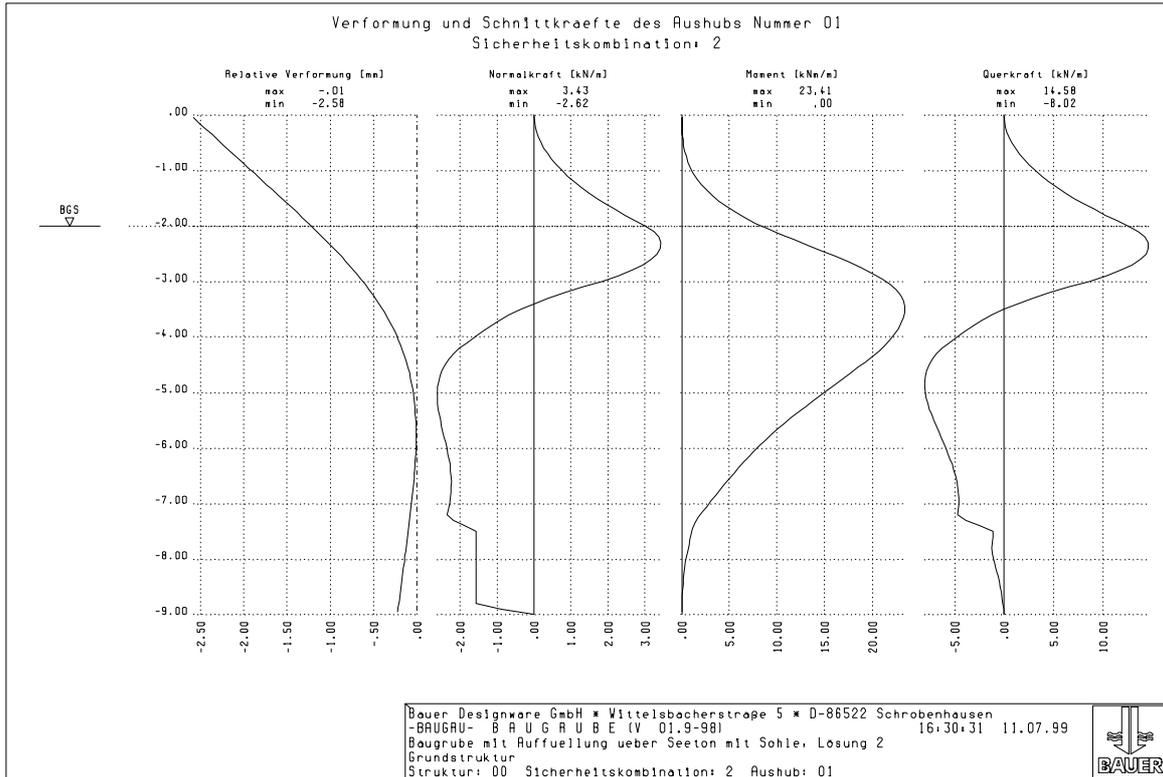


Bild A.49 1. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

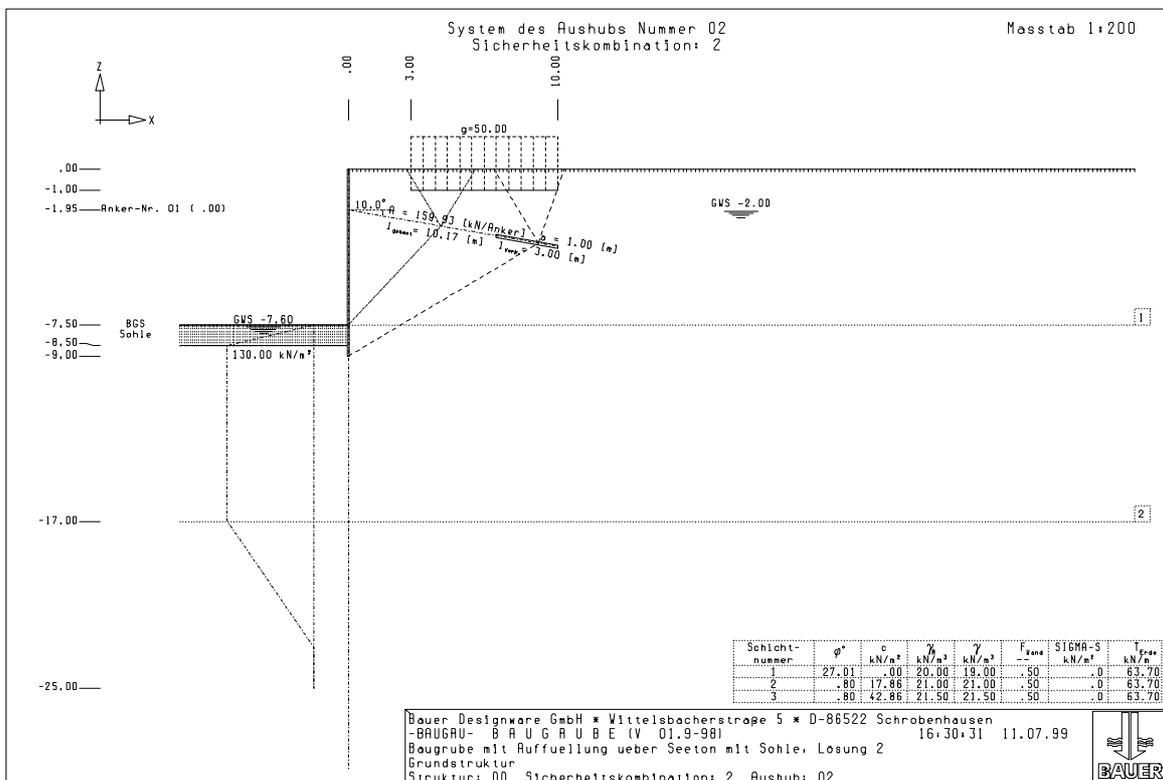


Bild A.50 System der 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 2

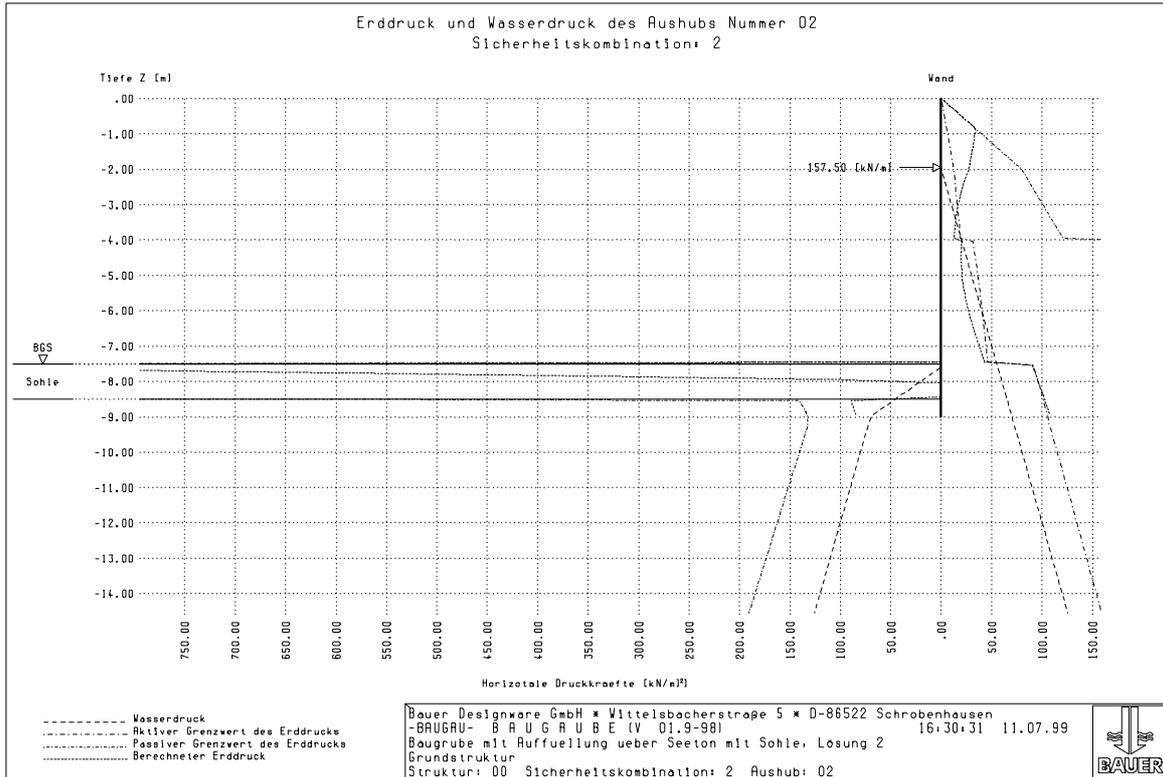


Bild A.51 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

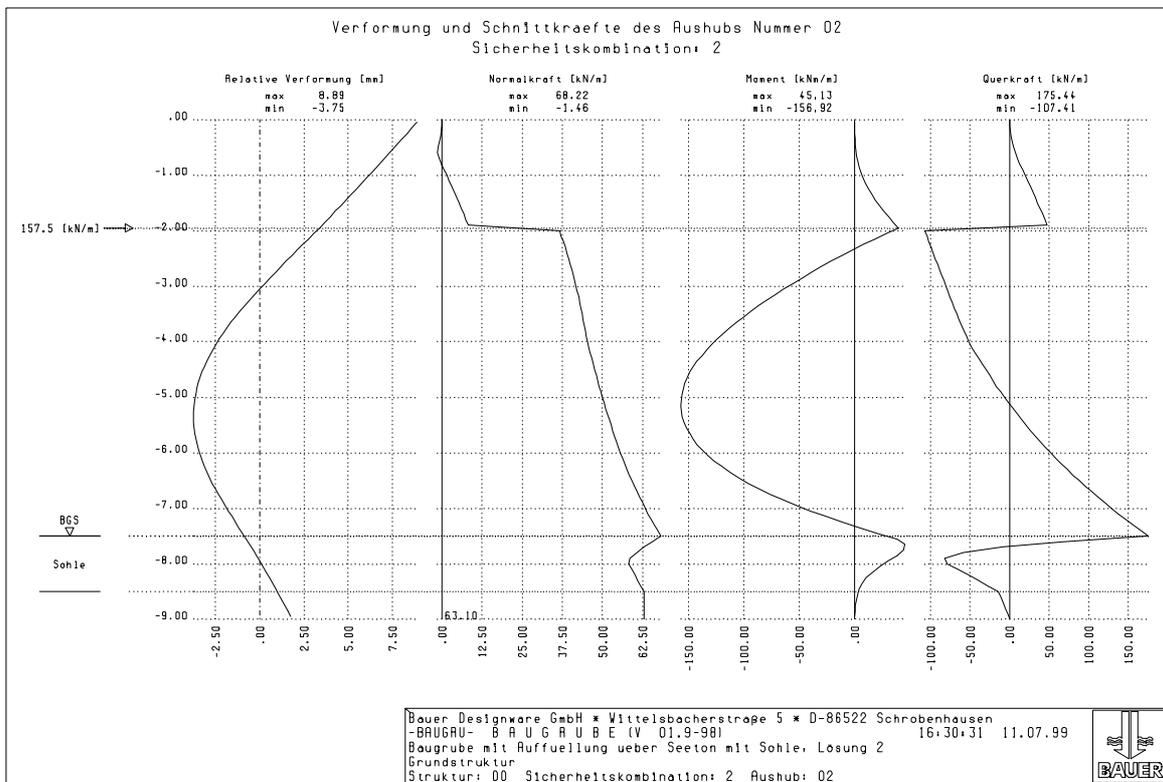


Bild A.52 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

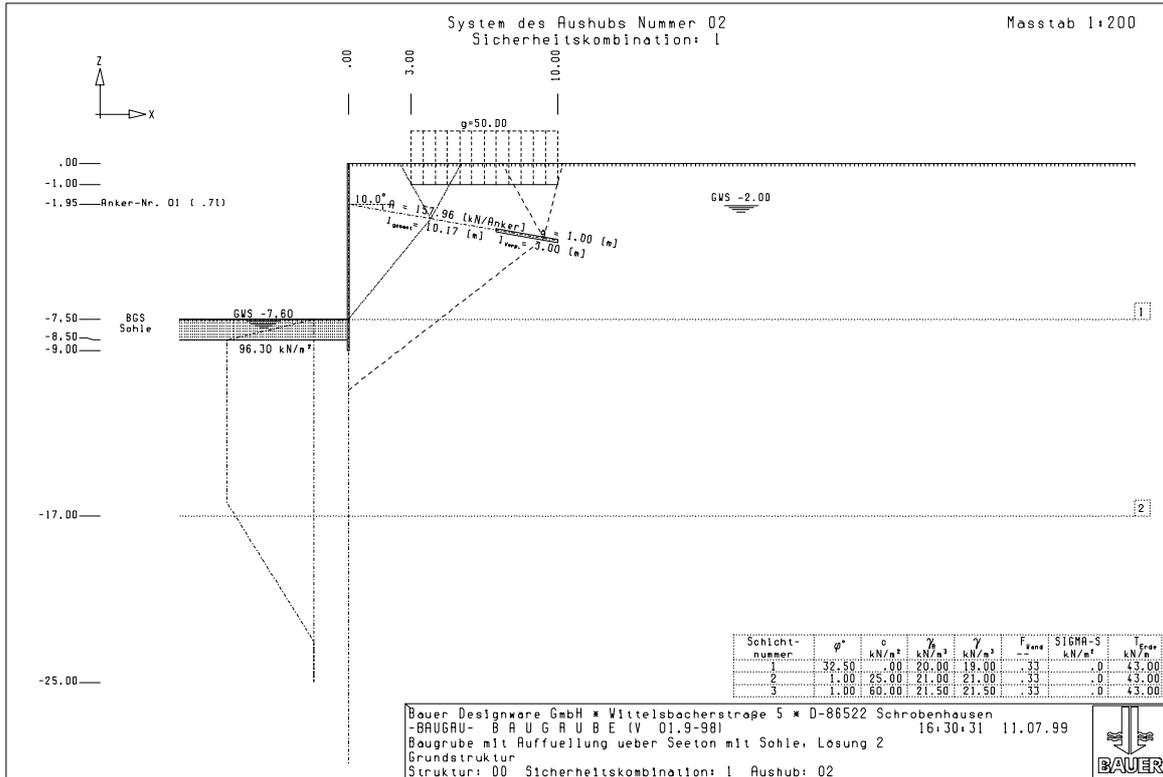


Bild A.53 System der 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 1

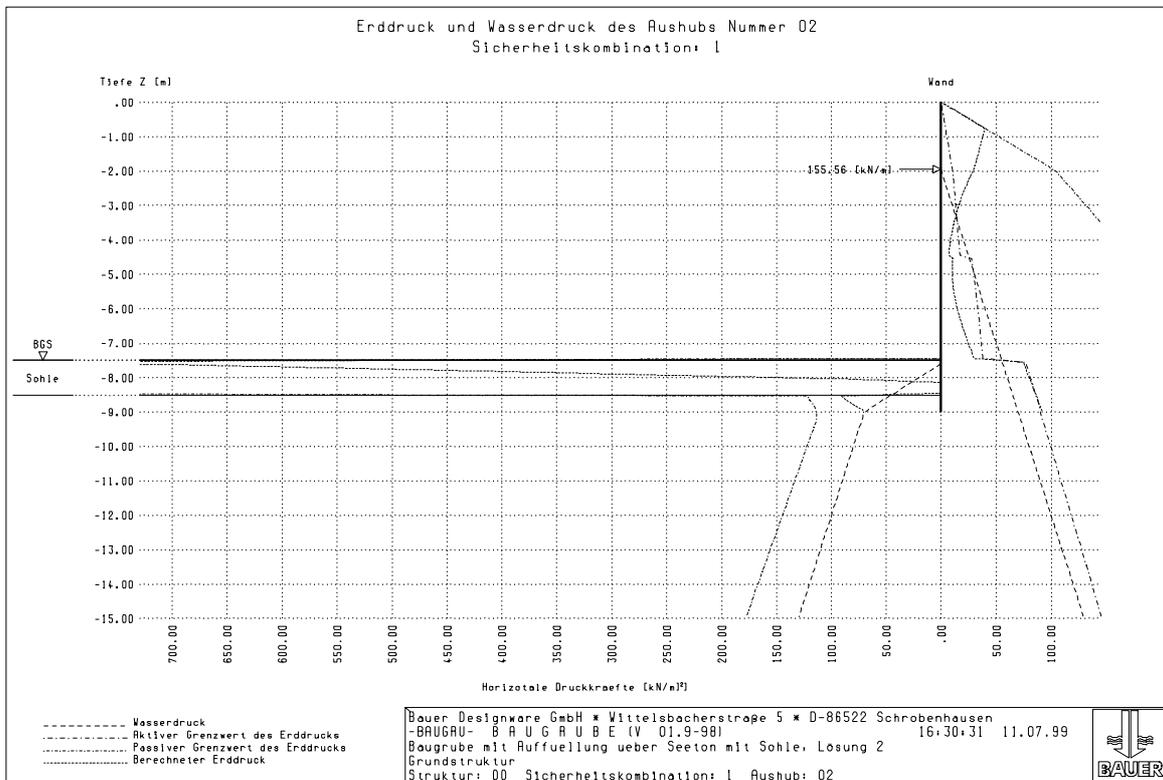


Bild A.54 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 1

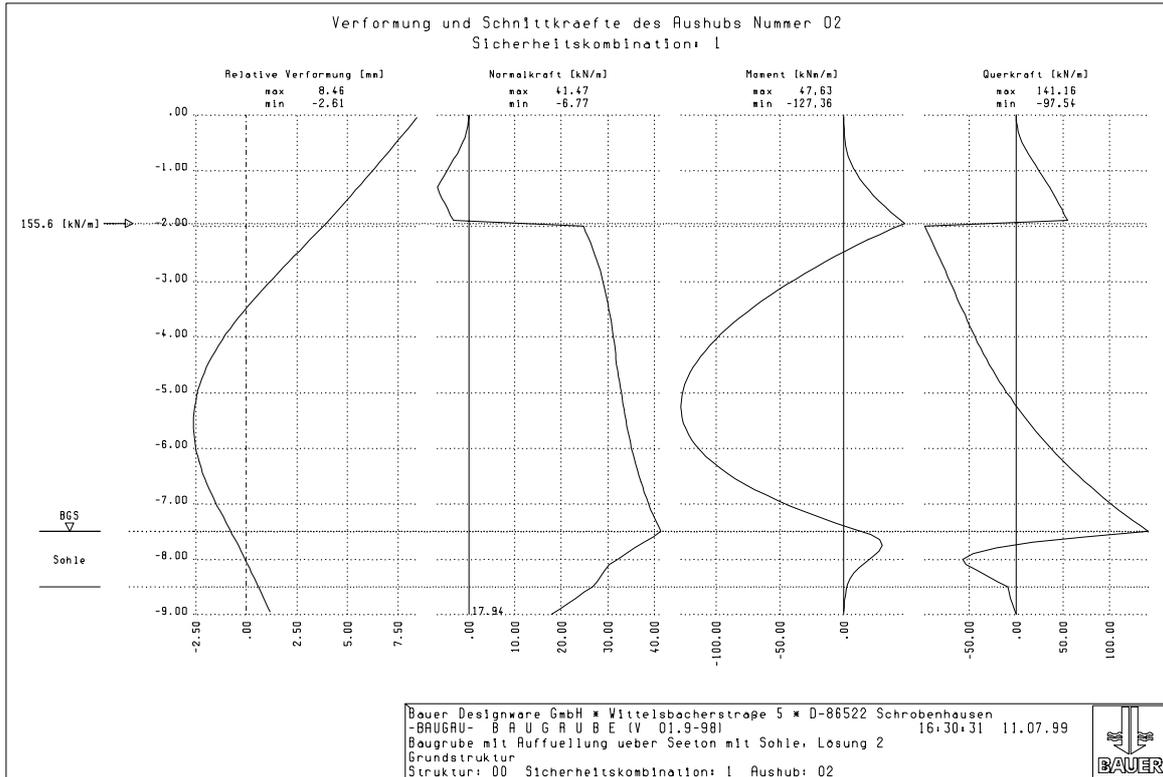


Bild A.55 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 1

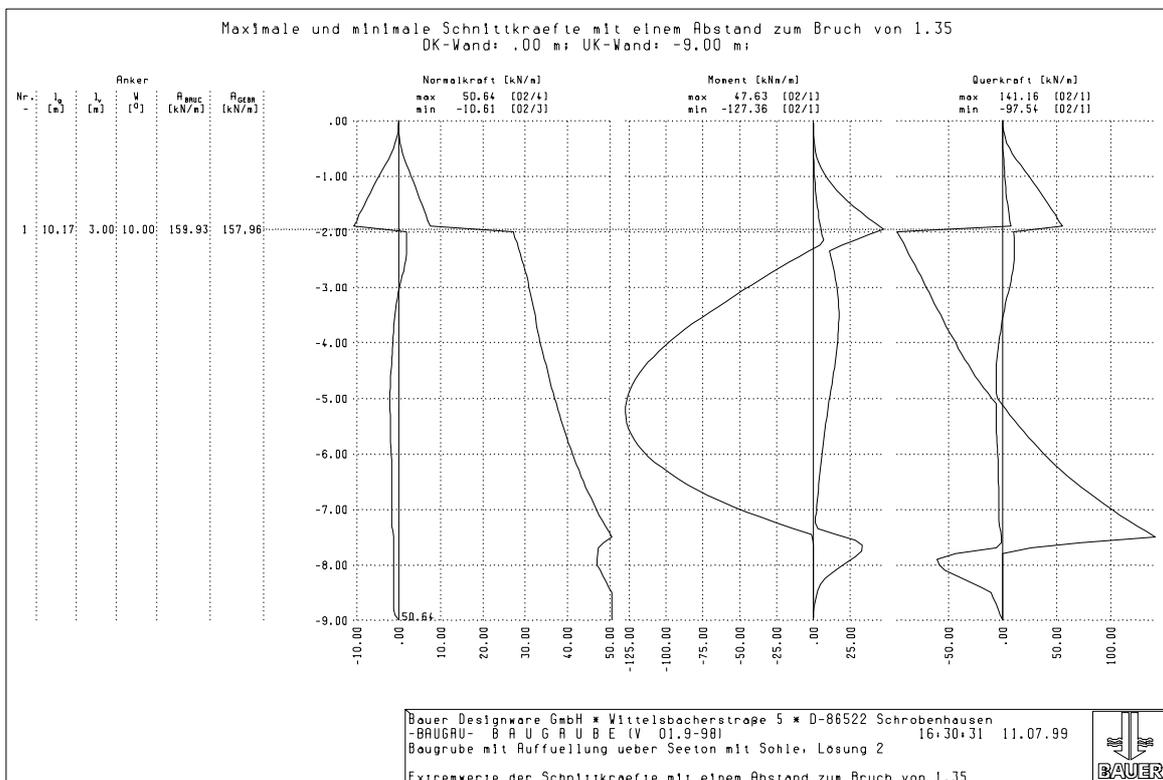


Bild A.56 Überlagerung der Gebrauchsschnittkräfte aller Aushubstufen

A.4.3 Lösung 3: HDI–Sohle mit Auftriebssicherung und langer Wand

Dieses System stellt eine Kombination der Lösungen 1 (Abschnitt A.4.1) und 2 (Abschnitt A.4.2) dar. Für die Auftriebssicherung wurden die Annahmen nach Abschnitt A.4.2 übernommen, für die Aushubphasen die nach Abschnitt A.4.1

Die 1. Aushubstufe ist identisch mit Abschnitt A.4.1 Für die 2. Aushubstufe ist für das maximale Biegemoment Kombination Nr. 2 (Bild A.57 bis Bild A.59) und für das minimale Biegemoment sowie die Ankerlänge Kombination Nr. 4 (Bild A.60 bis Bild A.62) maßgebend. In Tabelle 21 sind für die Anker die Festlegelast bzw. Prüflast aufgrund der Berechnung (Bild A.63) ermittelt.

Tabelle 21: Ankerkräfte und Querschnitte für St 1570/1770					
Spalte	1	2	3	4	5
Anker- Nummer	Festlegelast A_{GEBR} [kN/m]	Querschnitt $\eta_{GEBR}=1,75$ [cm ² /m]	Prüflast A_{BRUC} [kN/m]	Querschnitt $\eta_{BRUC}=1,1$ [cm ² /m]	A_{BRUC}/A_{GEBR} R
1	147,96	1,65	213,24	1,49	1,44

Der Nachweis der Spundwand kann mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.63 durch Erhöhung um den Modellfaktor 1.35 nach EC3 [14] bzw. DIN 18800 (November 1990) [11] geführt werden, bzw. mit den Schnittkräften entsprechend Bild A.63 nach DIN 18800 (März 1981) [10].

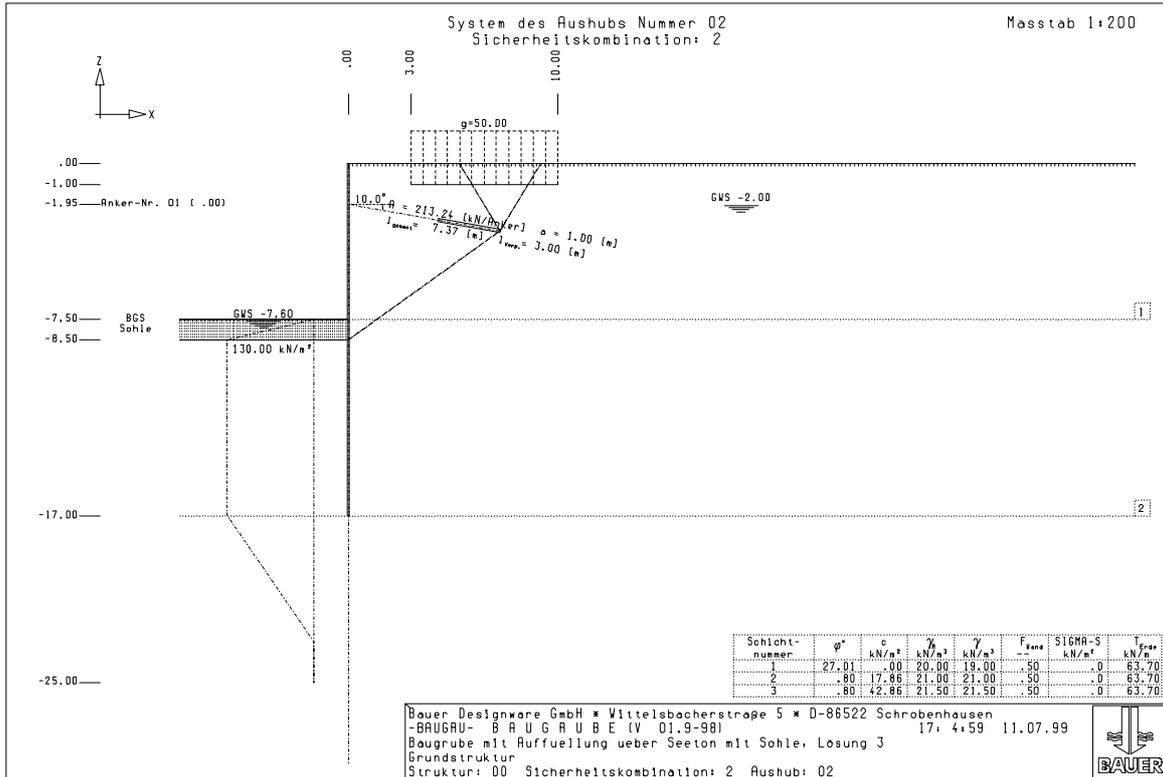


Bild A.57 System der 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 2

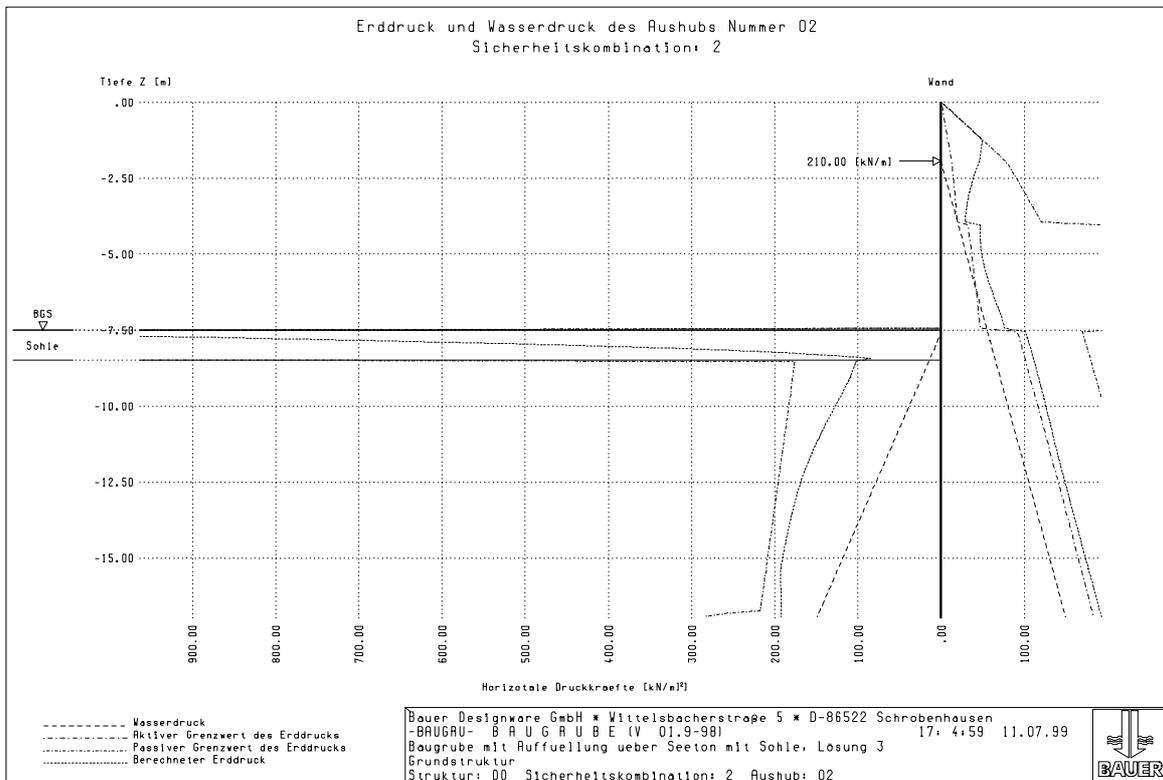


Bild A.58 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 2

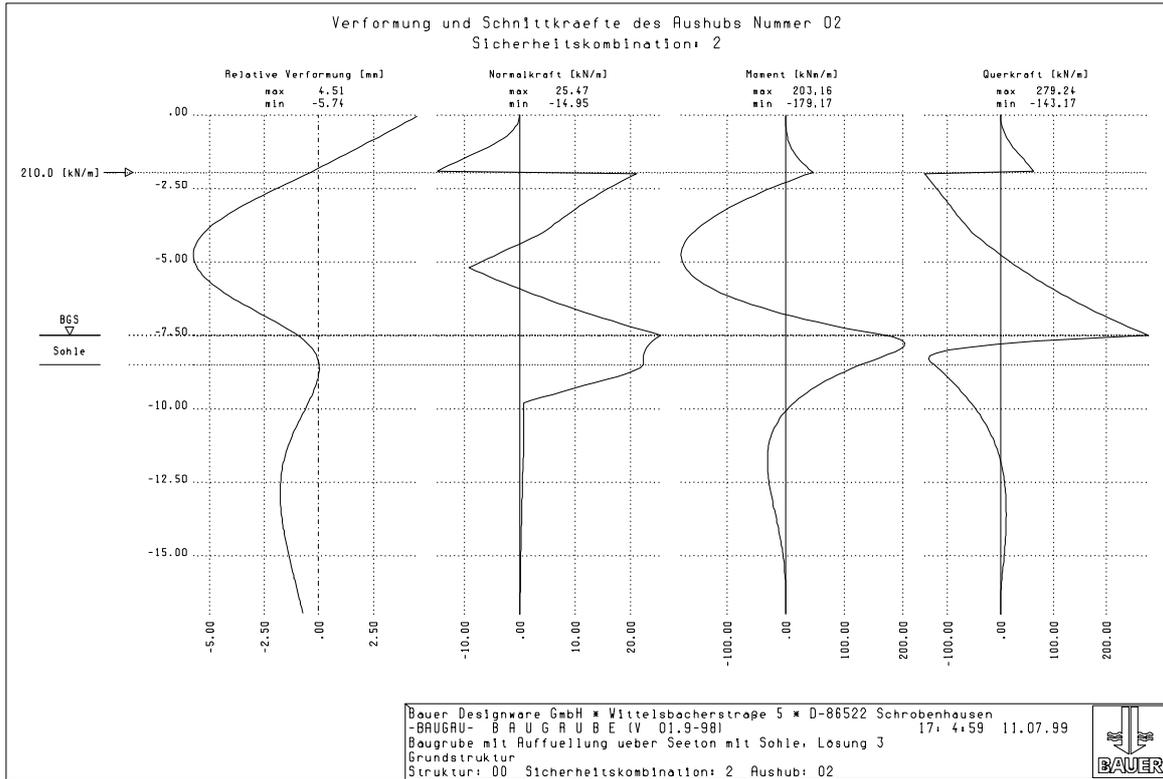


Bild A.59 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 2

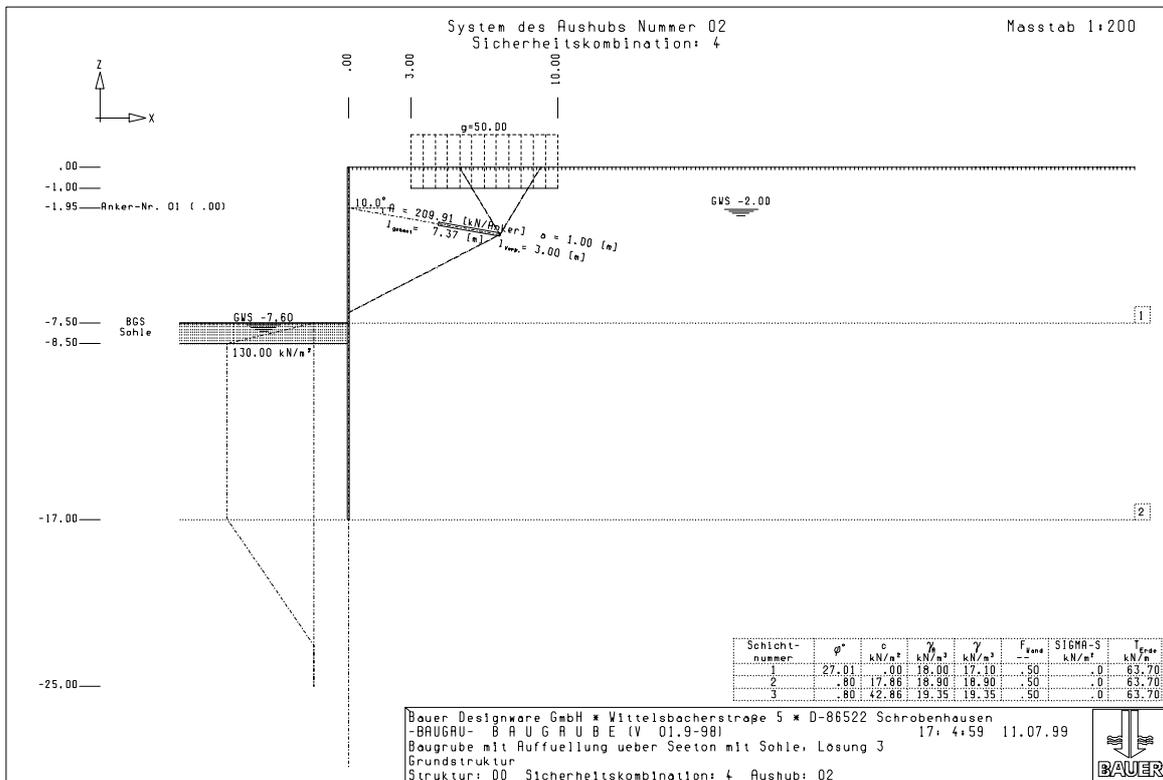


Bild A.60 System 2. Aushubstufe und Ankerlänge der Kombination Nr. 4

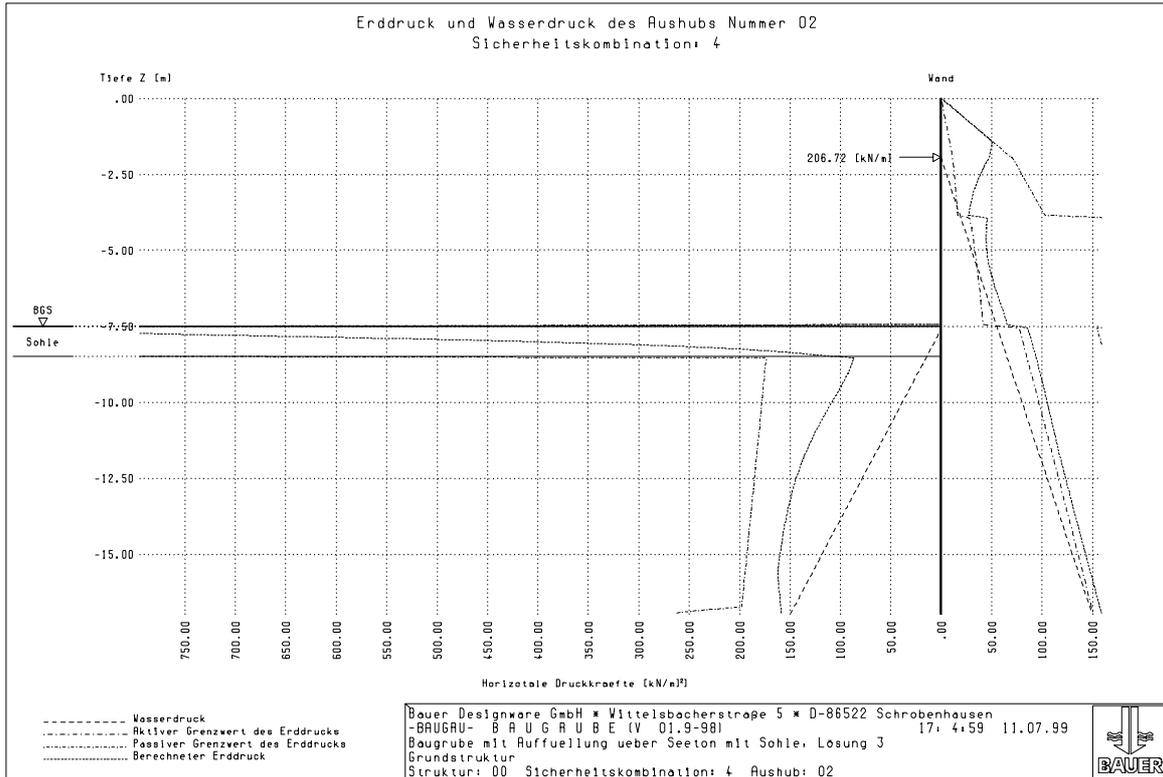


Bild A.61 2. Aushubstufe Erddrücke und Wasserdruck der Kombination Nr. 4

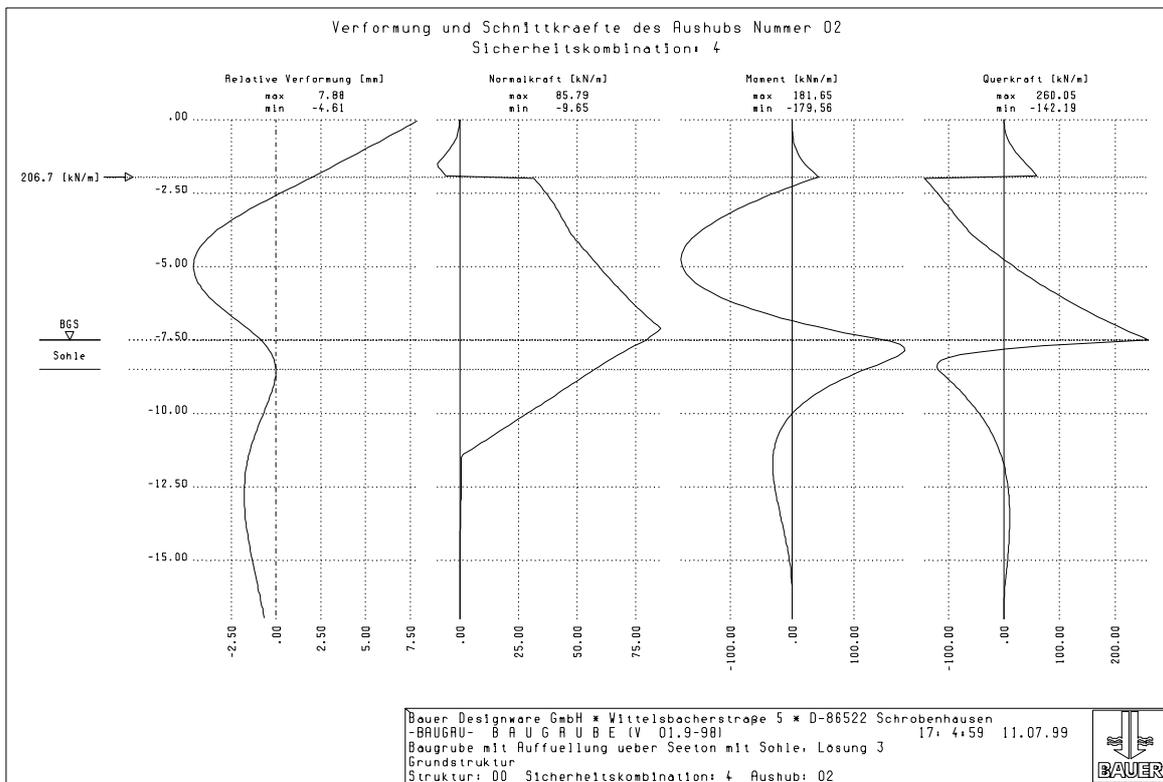


Bild A.62 2. Aushubstufe Schnittkräfte und qualitative Verformung der Kombination Nr. 4

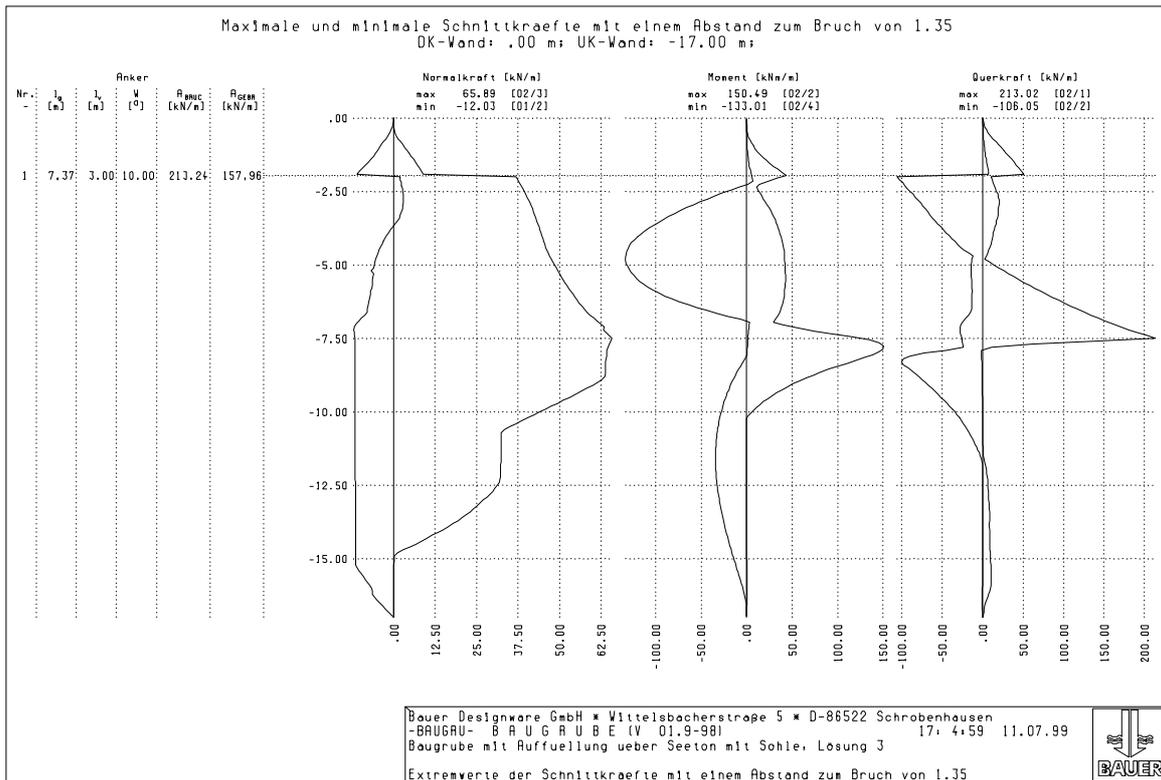


Bild A.63 Überlagerung der Gebrauchsschnittkräfte aller Aushubstufen

A.4.4 Vergleich der Lösungen 1, 2 und 3

Bei der Lösung 1 (Abschnitt A.4.1) sind die hohen Biegemomente in der Wand für die Kosten der Konstruktion maßgebend. Ihnen sind bei der Lösung 2 (Abschnitt A.4.2) und 3 (Abschnitt A.4.3) die Kosten für die Auftriebssicherung und die Kosten für die notwendige höhere Qualität der HDI-Sohle gegenüberzustellen. Bei der Lösung 3 ließe sich durch eine Optimierung der Auftriebssicherung noch eine Kostenreduzierung erzielen. Welche Lösung letztendlich die sinnvollste ist, läßt sich nur durch eine genaue Kostenermittlung feststellen. Bei Lösung 3 ist das Restrisiko am geringsten, da die Qualität der Schicht 2 nur einen sehr geringen Einfluß auf die Schnittgrößen hat.

A.5 Betrachtung zur Bestimmung der Minima bei der Ankerberechnung mit der Bruchkörpermethode

Für den Algorithmus zur Bestimmung des Minimums ist es erforderlich, die Anzahl der möglichen Minima zu kennen. Dies ist nur dann exakt und eindeutig möglich, wenn die Zielfunktion einen stetigen Verlauf aufweist. Bei der Bestimmung der Ankerlänge gilt für die Zielfunktion $F_{vorh.} - F_{erf.} > 0.0$ (vgl. Bild A.64). In dem hier dargestellten Fall ist die Funktion $F_{erf.}$ stetig, was so sein kann, aber nicht zwingend so sein muß. Die Funktion $F_{vorh.}$ ist generell unstetig, da bei einem Anker die Kraft im Bereich der freien Strecke konstant ist und sich nur innerhalb der Verpreßstrecke ändert. Somit ist aber die Zielfunktion $F_{vorh.} - F_{erf.}$ generell unstetig. Also können durch entsprechende Algorithmen nur lokale Minima exakt bestimmt werden. Es ist aber keine Aussage darüber möglich, ob das gefundene Minimum das absolute Minimum ist.

Daher ist es erforderlich, in einem fest vorgegebenen Raster die Zielfunktion von $F_{vorh.} - F_{erf.}$ zu bestimmen, um zu überprüfen, ob sie erfüllt ist.

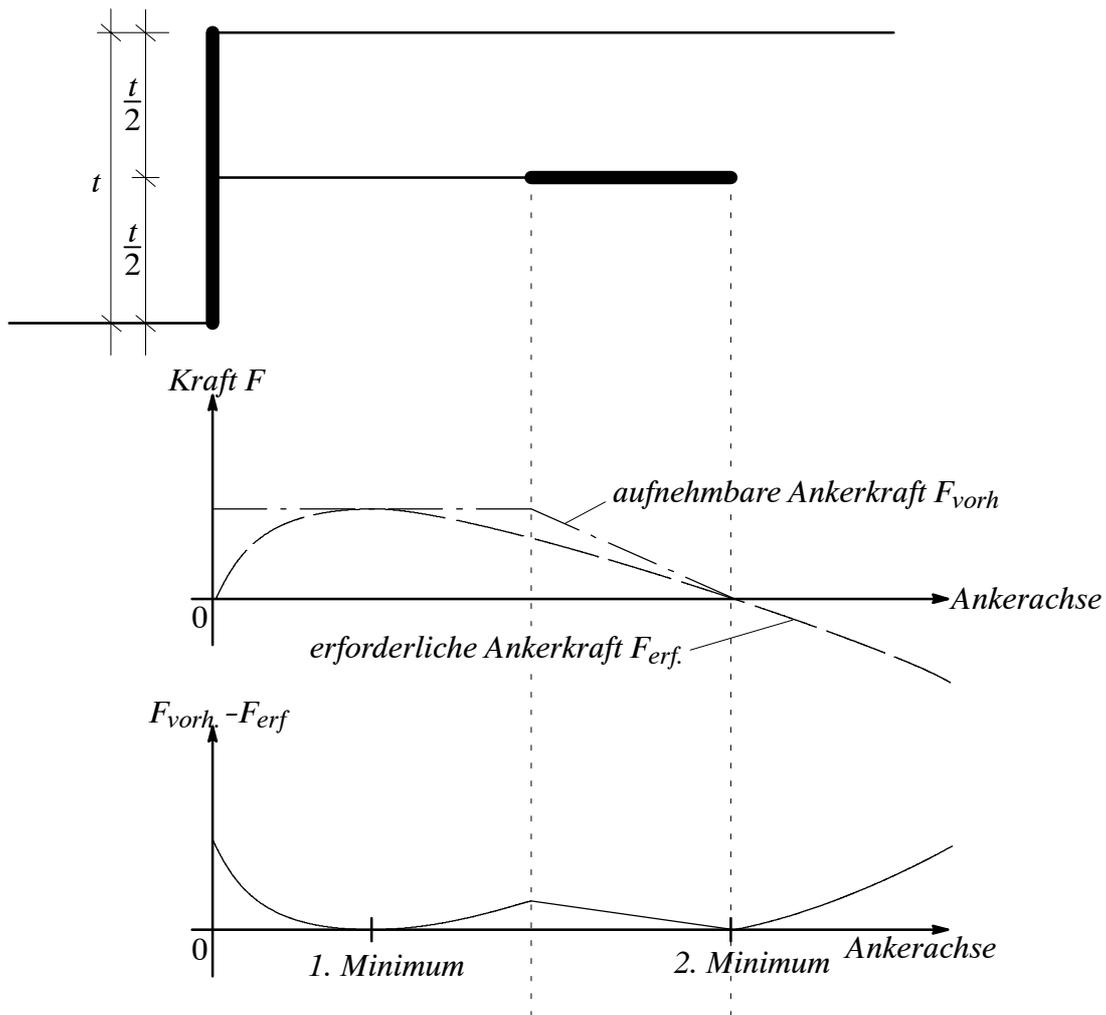


Bild A.64 Beispiel 1 Minima für Ankerberechnung für einen Anker

A.6 Beispiel für die unzureichende Ermittlung des passiven Erddrucks bei einer Sohle unter Auftrieb

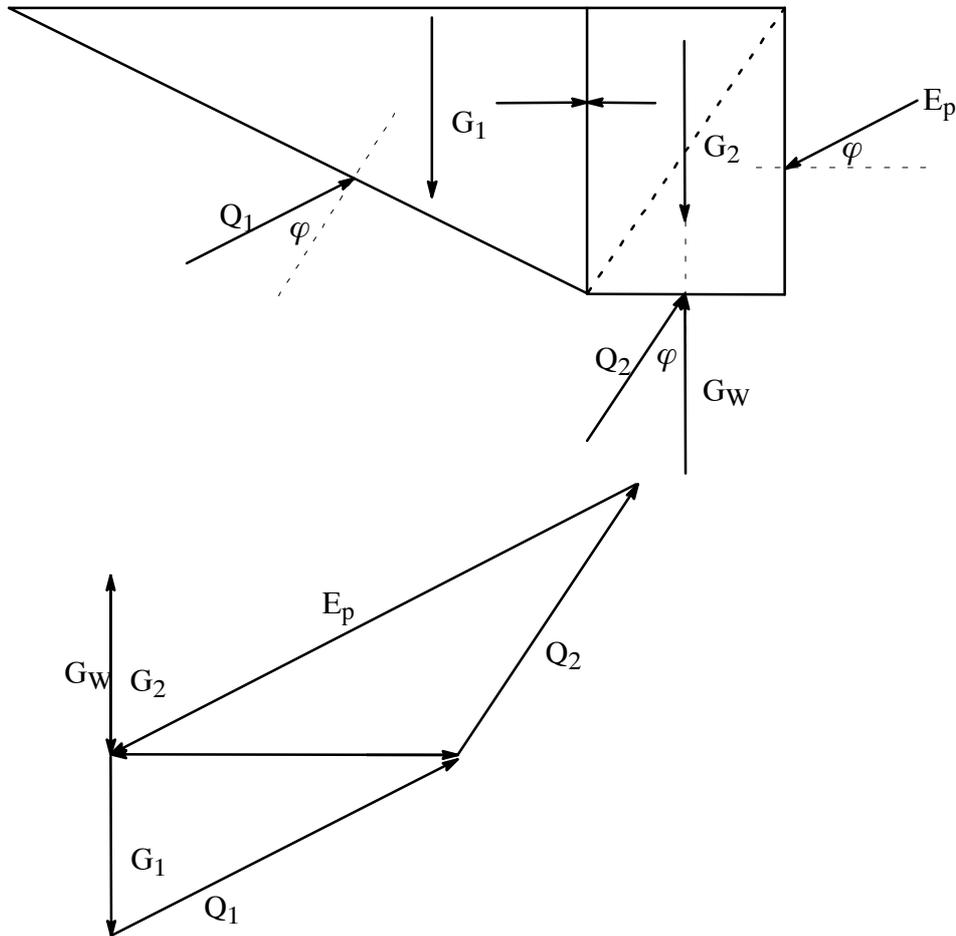


Bild A.65 Grenz betrachtung für die Bestimmung des passiven Erddrucks

Bei diesem Beispiel wird davon ausgegangen, daß sich in der horizontalen Fuge der Bruchfigur der vertikale Erddruck mit dem Wasserdruck aufhebt. Die Dichtungssohle wird unendlich dünn angenommen und absolut wasserundurchlässig. Diese Annahmen werden gewählt, um die Berechnung zu vereinfachen. Durch Auswertung der Bruchfigur in Bild A.65 ergibt sich als K_{ph} -Wert Gl. 66. Der Wert stellt nicht das Minimum dar, sondern einen maximalen Wert, der für diesen Fall nur kleiner aber niemals größer sein kann.

$$K_{ph} = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \frac{\sin(90^\circ + \varphi)}{\sin(90^\circ - 2\varphi)} \cos(\varphi); \quad (\text{Gl. 66})$$

Bei der Auswertung der Gleichung ergibt sich für $\varphi = 30^\circ$ ein Wert von 4,50. In Tabelle 22 wird dieser Wert ins Verhältnis mit den üblichen Erddruckbeiwerten gesetzt. Der Wert in Spalte 4 stellt den Wert dar, der nach Weißenbach [31] im allgemeinen in zutreffender Weise angesetzt werden darf. Dieses Beispiel zeigt, daß bei den üblicherweise gewählten Ansätzen die Werte stark auf der unsicheren Seite liegen. Ein exakter zutreffender Wert

kann nur in Abhängigkeit von der Dichte des Bodens und der Tiefe bestimmt werden. Dies geschieht durch Auswertung des Modells nach Bild 4.8 (Seite 49).

Tabelle 22: Vergleich der passiven horizontalen Erddruckbeiwerte mit dem Modell nach Bild A.65					
Spalte	1	2	3	4	5
	Ohde $\delta = \varphi'$	Caquot/ Kérisel $\delta = \varphi'$	Coulomb/ Müller- Breslau $\delta = \varphi'$	Coulomb/ Müller- Breslau $\delta = \varphi' 2/3$	Gl. 66
$\varphi' = 30^\circ$	5,63	5,56	8,74	5,74	4,50
Verhältnis Spalte/ Spalte 5	1,25	1,24	1,94	1,28	1,00

In Bild A.66 wird der Verlauf des passiven Erddrucks nach Caquot/Kérisel dem nach Bild 4.8 ermittelten gegenübergestellt. Die Dichte des feuchten Bodens wurde hier mit $\gamma_{feucht} = 20,0 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Als ungünstigstes Verhältnis ergibt sich ein Wert von größer 1,5. Dies zeigt, daß der Wert nach Gl. 66 auch noch zu groß ist, wobei nicht abgeschätzt werden kann wie groß der Fehler ist, da das Ergebnis nach Bild 4.8 auch geringfügig auf der sicheren Seite sein kann.

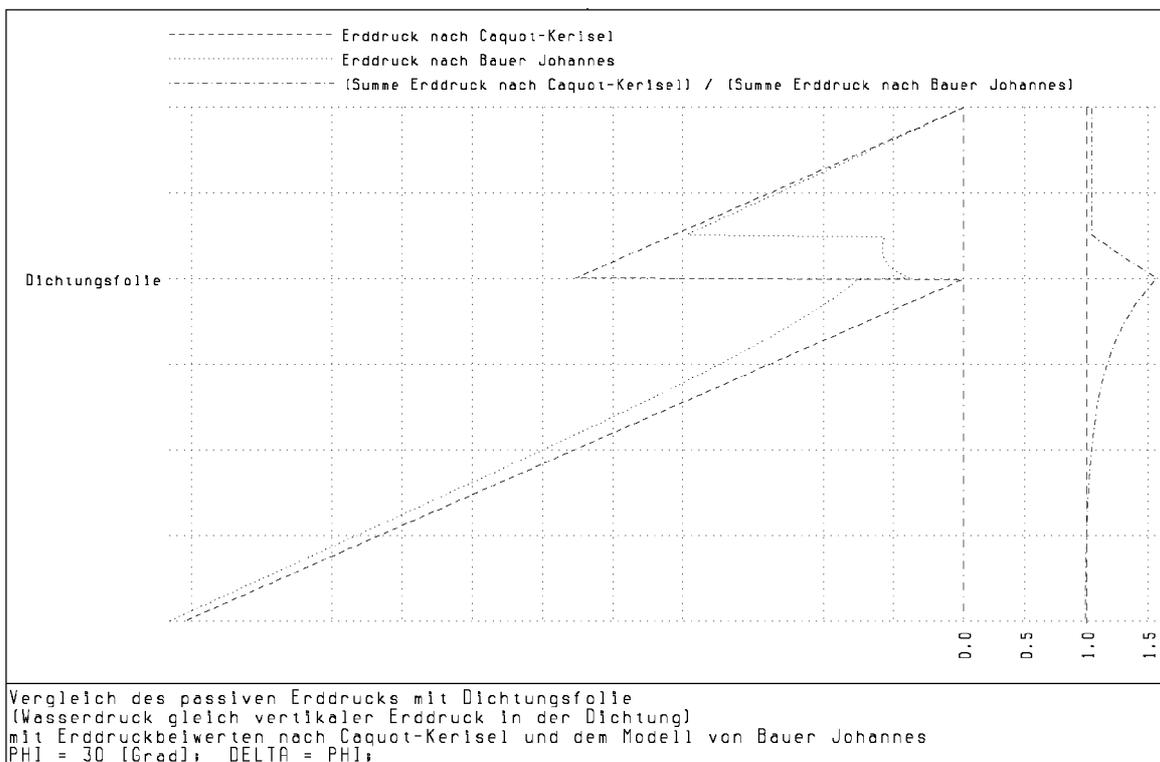


Bild A.66 Vergleich des passiven Erddrucks nach Caquot-Kérisel mit der Methode nach Bild 4.8

A.7 Beispiel für den Nachweis von auftriebssichernden Elementen

In diesem Beispiel wird für eine vorgegebene Kraft F , ein Bodeneigengewicht γ_{Boden} und eine Haftkraft des Zugglieds im Boden pro Meter T die erforderliche Einbindung ermittelt. Es wird ein einzelnes Zugglied angenommen.

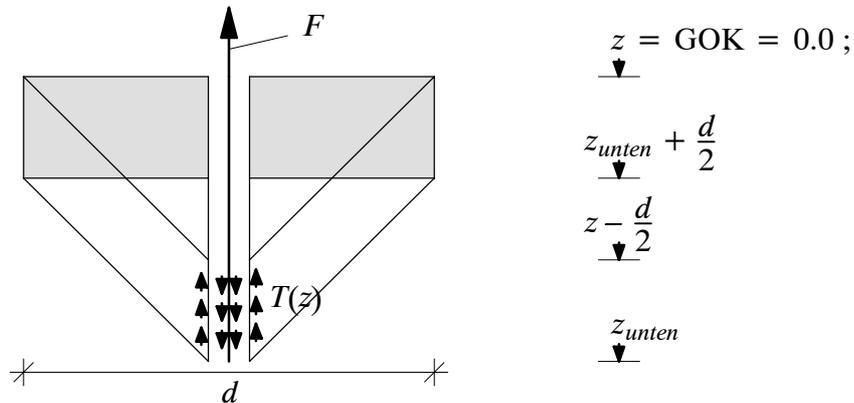


Bild A.67 Beispiel: Bestimmung von z_{unten}

Auf der Grundlage obiger Annahmen (einzelnes Zugglied, keine Gruppe) ergibt sich die Einflußfläche der Last nach Gl. 67.

$$A = \frac{\pi}{4} d^2 ; \quad (\text{Gl. 67})$$

Die mögliche aktivierbare Last aus Bodeneigengewicht ergibt sich nach Gl. 68.

$$\text{mögl. } G_{Vorsp.}(0.0) = \frac{\pi}{4} d^2 (z_{unten}-d) \gamma_{Boden} ; \quad (\text{Gl. 68})$$

Die mögliche Zugkraft aus Haftreibung ergibt sich nach Gl. 69.

$$\text{mögl. } Z_{Vorsp.}(0.0) = T (z_{unten}-d) ; \quad (\text{Gl. 69})$$

Aus einer optimalen Ausnutzung von möglicher Zugkraft und möglicher aktivierbarer Last ergibt sich die Beziehung nach Gl. 70.

$$\text{mögl. } Z_{Vorsp.}(0.0) = \text{mögl. } G_{Vorsp.}(0.0); \Rightarrow \frac{\pi}{4} d^2 \gamma_{Boden} = T ; \quad (\text{Gl. 70})$$

Durch Lösung von Gl. 70 nach dem Durchmesser d ergibt sich Gl. 71.

$$d = \sqrt{\frac{4T}{\gamma_{Boden} \pi}} ; \quad (\text{Gl. 71})$$

Das Ergebnis der Berechnung z_{unten} wird durch Gl. 72 erhalten. Diese Gleichung wird durch Einsetzen des Ergebnisses von Gl. 71 in Gl. 69 unter Berücksichtigung der geforderter Zugkraft F durch Umformung erhalten.

$$z_{unten} = \frac{F}{T} + \sqrt{\frac{4T}{\gamma_{Boden} \pi}} ; \quad (\text{Gl. 72})$$

B Tabellen

B.1 Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten, der p%-Fraktile und des Restrisikos

Aufgrund der getroffenen Annahmen wird für Widerstände als Streuungsfunktion eine normalverteilte Gesamtheit (s. Bild B. 1) angenommen. Die entsprechenden Formeln stammen aus Bronstein, Semendjajew [21].

Im folgenden wird definiert:

- a Mittelwert der streuenden Größe x
- σ Standardabweichung der streuenden Größe x

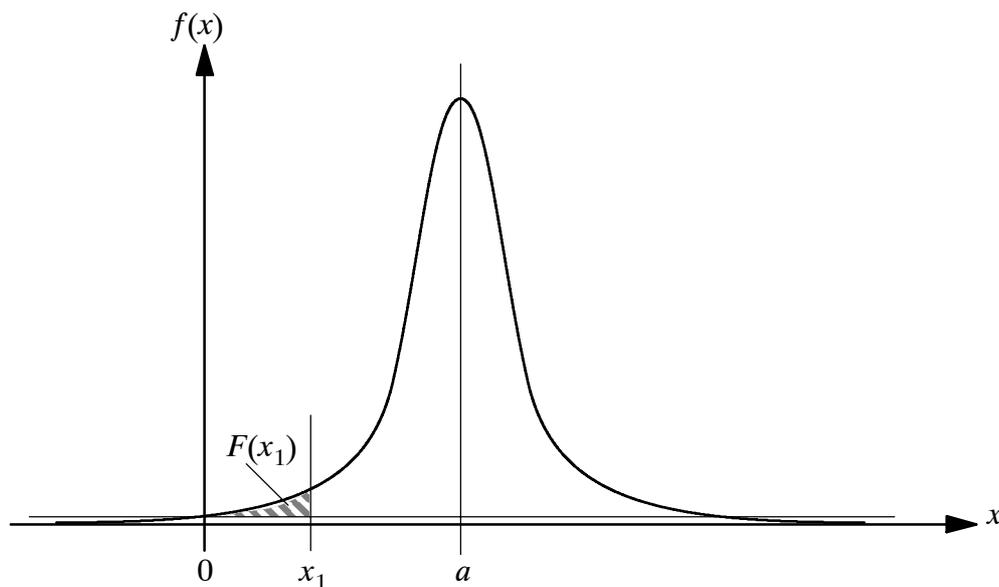


Bild B. 1 Gauß-Verteilung

Die Normalverteilung einer streuenden Größe ist nach Gl. 73 definiert.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} ; \quad (\text{Gl. 73})$$

Die Fraktile bzw. die Auftretenswahrscheinlichkeit bzw. das Restrisiko einer Größe nach Gl. 73 eines Wertes x_1 ist nach Gl. 74 definiert. Als Grenzwerte sind $a > 0$, $\sigma/a \leq 0,3$ und $x_1 \geq 0$ einzuhalten, da außerhalb dieser Grenzen das Ergebnis nicht mehr zutreffend

ist. Die untere Schranke des Integrals ergibt sich dadurch, daß bei Materialien entweder nur der obere oder nur der untere Grenzwert betrachtet wird (z.B. Zuggrenze oder Druckgrenze).

$$F(x_1) = \int_0^{x_1} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} \left(e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} - e^{-\frac{a^2}{2\sigma^2}} \right) dx; \quad (\text{Gl. 74})$$

Der Variationskoeffizient (v) ist nach Gl. 75 definiert

$$v = \frac{\sigma}{a}; \quad \Rightarrow \quad \sigma = a v; \quad (\text{Gl. 75})$$

Um die Gl. 73 und Gl. 74 dimensionslos zu machen, wird Gl. 76 definiert

$$\xi = \frac{x}{a}; \quad (\text{Gl. 76})$$

Durch Einsetzen von Gl. 75 und Gl. 76 in Gl. 73 wird Gl. 77 als dimensionslose Normalverteilung der Größe ξ erhalten

$$f(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} a v} e^{-\frac{(\xi-1)^2}{2 v^2}}; \quad (\text{Gl. 77})$$

Die dimensionslose Fraktile der Verteilung nach Gl. 77 eines Wertes ξ_1 wird nach Gl. 78 erhalten

$$F(\xi_1) = \int_0^{\xi_1} \frac{1}{\sqrt{2\pi} v} \left[e^{-\frac{(\xi-1)^2}{2 v^2}} - e^{-\frac{1}{2 v^2}} \right] d\xi; \quad (\text{Gl. 78})$$

In Tabelle 23 sind die Fraktile für unterschiedliche Variationskoeffizienten ausgewertet.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten und Fraktile des Grundwertes ergeben sich nach Gl. 79. In Tabelle 25 wurden die Teilsicherheitsbeiwerte für eine 5%-Fraktile bestimmt, in Tabelle 24 für eine 50%-Fraktile.

$$\gamma(\xi_1) = \frac{\xi_j}{\xi_i}; \quad (\text{Gl. 79})$$

ξ_j := Wert der Grund-Fraktile

ξ_i := Wert der gesuchten Auftretenswahrscheinlichkeit

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Reihe	$F(\xi_I)$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.05$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.06$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.07$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.08$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.09$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.10$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.11$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.12$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.13$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.14$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.15$
1	1.00 10 ⁻¹¹	1.38	1.51	1.67	1.87	2.15	2.54	3.12	4.11	6.13	11.86	32.75
2	.16 10 ⁻¹⁰	1.37	1.50	1.65	1.85	2.12	2.49	3.04	3.95	5.73	10.50	27.10
3	.25 10 ⁻¹⁰	1.37	1.49	1.64	1.83	2.08	2.44	2.95	3.79	5.39	9.38	22.59
4	.40 10 ⁻¹⁰	1.36	1.48	1.62	1.81	2.05	2.39	2.88	3.65	5.08	8.44	19.00
5	.63 10 ⁻¹⁰	1.35	1.47	1.61	1.79	2.02	2.34	2.80	3.52	4.80	7.66	16.13
6	1.00 10 ⁻¹⁰	1.35	1.46	1.60	1.77	1.99	2.30	2.73	3.39	4.54	6.99	13.83
7	.16 10 ⁻⁹	1.34	1.45	1.58	1.75	1.96	2.25	2.66	3.27	4.31	6.42	11.97
8	.25 10 ⁻⁹	1.33	1.44	1.57	1.73	1.93	2.21	2.59	3.16	4.10	5.93	10.46
9	.40 10 ⁻⁹	1.32	1.43	1.55	1.71	1.91	2.17	2.53	3.06	3.91	5.50	9.23
10	.63 10 ⁻⁹	1.32	1.42	1.54	1.69	1.88	2.13	2.47	2.96	3.73	5.13	8.22
11	1.00 10 ⁻⁹	1.31	1.41	1.53	1.67	1.85	2.09	2.41	2.86	3.57	4.80	7.38
12	.16 10 ⁻⁸	1.30	1.40	1.51	1.65	1.82	2.05	2.35	2.77	3.42	4.50	6.68
13	.25 10 ⁻⁸	1.30	1.39	1.50	1.63	1.80	2.01	2.29	2.69	3.28	4.24	6.08
14	.40 10 ⁻⁸	1.29	1.38	1.48	1.61	1.77	1.97	2.24	2.61	3.14	4.00	5.57
15	.63 10 ⁻⁸	1.28	1.37	1.47	1.59	1.75	1.94	2.19	2.53	3.02	3.79	5.13
16	1.00 10 ⁻⁸	1.28	1.36	1.46	1.58	1.72	1.90	2.14	2.46	2.91	3.59	4.75
17	.16 10 ⁻⁷	1.27	1.35	1.44	1.56	1.70	1.87	2.09	2.39	2.80	3.41	4.42
18	.25 10 ⁻⁷	1.26	1.34	1.43	1.54	1.67	1.84	2.05	2.32	2.70	3.25	4.13
19	.40 10 ⁻⁷	1.25	1.33	1.42	1.52	1.65	1.80	2.00	2.26	2.60	3.10	3.86
20	.63 10 ⁻⁷	1.25	1.32	1.40	1.50	1.62	1.77	1.96	2.19	2.51	2.96	3.63
21	1.00 10 ⁻⁷	1.24	1.31	1.39	1.49	1.60	1.74	1.91	2.13	2.43	2.83	3.42
22	.16 10 ⁻⁶	1.23	1.30	1.38	1.47	1.58	1.71	1.87	2.08	2.34	2.71	3.23
23	.25 10 ⁻⁶	1.23	1.29	1.37	1.45	1.56	1.68	1.83	2.02	2.27	2.60	3.06
24	.40 10 ⁻⁶	1.22	1.28	1.35	1.44	1.53	1.65	1.79	1.97	2.19	2.49	2.90
25	.63 10 ⁻⁶	1.21	1.27	1.34	1.42	1.51	1.62	1.75	1.92	2.12	2.39	2.76
26	1.00 10 ⁻⁶	1.20	1.26	1.33	1.40	1.49	1.59	1.72	1.87	2.06	2.30	2.62
27	.16 10 ⁻⁵	1.20	1.25	1.31	1.38	1.47	1.56	1.68	1.82	1.99	2.21	2.50
28	.25 10 ⁻⁵	1.19	1.24	1.30	1.37	1.45	1.54	1.64	1.77	1.93	2.13	2.39
29	.40 10 ⁻⁵	1.18	1.23	1.29	1.35	1.42	1.51	1.61	1.73	1.87	2.05	2.28
30	.63 10 ⁻⁵	1.17	1.22	1.27	1.33	1.40	1.48	1.58	1.69	1.82	1.98	2.18
31	1.00 10 ⁻⁵	1.17	1.21	1.26	1.32	1.38	1.46	1.54	1.64	1.76	1.91	2.09
32	.16 10 ⁻⁴	1.16	1.20	1.25	1.30	1.36	1.43	1.51	1.60	1.71	1.84	2.00
33	.25 10 ⁻⁴	1.15	1.19	1.24	1.29	1.34	1.41	1.48	1.56	1.66	1.78	1.92
34	.40 10 ⁻⁴	1.14	1.18	1.22	1.27	1.32	1.38	1.45	1.52	1.61	1.72	1.85
35	.63 10 ⁻⁴	1.14	1.17	1.21	1.25	1.30	1.35	1.42	1.49	1.57	1.66	1.77
36	1.00 10 ⁻⁴	1.13	1.16	1.20	1.24	1.28	1.33	1.39	1.45	1.52	1.61	1.70
37	.16 10 ⁻³	1.12	1.15	1.18	1.22	1.26	1.31	1.36	1.41	1.48	1.55	1.64
38	.25 10 ⁻³	1.11	1.14	1.17	1.20	1.24	1.28	1.33	1.38	1.44	1.50	1.58
39	.40 10 ⁻³	1.10	1.13	1.16	1.19	1.22	1.26	1.30	1.34	1.39	1.45	1.52
40	.63 10 ⁻³	1.09	1.12	1.14	1.17	1.20	1.23	1.27	1.31	1.35	1.40	1.46
41	1.00 10 ⁻³	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21	1.24	1.28	1.31	1.36	1.40
42	.16 10 ⁻²	1.08	1.10	1.12	1.14	1.16	1.19	1.21	1.24	1.28	1.31	1.35
43	.25 10 ⁻²	1.07	1.08	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.21	1.24	1.27	1.30
44	.40 10 ⁻²	1.06	1.07	1.09	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.20	1.22	1.25
45	.63 10 ⁻²	1.05	1.06	1.07	1.08	1.10	1.11	1.13	1.15	1.16	1.18	1.20
46	1.00 10 ⁻²	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.13	1.14	1.16
47	.50 10 ⁻¹	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48	1.00 10 ⁻¹	.98	.98	.97	.97	.96	.96	.95	.95	.94	.94	.93
49	.50 10 ⁰	.92	.90	.88	.87	.85	.84	.82	.80	.79	.77	.75

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Reihe	$F(\xi_I)$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.05$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.06$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.07$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.08$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.09$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.10$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.11$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.12$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.13$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.14$	$\gamma(\xi_I)$ $\nu=0.15$
1	$1.00 \cdot 10^{-11}$	1.22	1.30	1.39	1.52	1.68	1.91	2.25	2.84	4.02	7.39	19.22
2	$.16 \cdot 10^{-10}$	1.22	1.29	1.38	1.50	1.65	1.87	2.19	2.72	3.77	6.54	15.90
3	$.25 \cdot 10^{-10}$	1.21	1.28	1.37	1.48	1.63	1.83	2.13	2.62	3.54	5.84	13.26
4	$.40 \cdot 10^{-10}$	1.21	1.27	1.36	1.46	1.60	1.80	2.07	2.52	3.34	5.26	11.15
5	$.63 \cdot 10^{-10}$	1.20	1.27	1.35	1.45	1.58	1.76	2.02	2.43	3.15	4.77	9.47
6	$1.00 \cdot 10^{-10}$	1.19	1.26	1.33	1.43	1.56	1.73	1.97	2.34	2.98	4.35	8.12
7	$.16 \cdot 10^{-9}$	1.19	1.25	1.32	1.41	1.53	1.69	1.92	2.26	2.83	4.00	7.03
8	$.25 \cdot 10^{-9}$	1.18	1.24	1.31	1.40	1.51	1.66	1.87	2.18	2.70	3.69	6.14
9	$.40 \cdot 10^{-9}$	1.18	1.23	1.30	1.38	1.49	1.63	1.82	2.11	2.57	3.43	5.42
10	$.63 \cdot 10^{-9}$	1.17	1.22	1.29	1.37	1.47	1.60	1.78	2.04	2.45	3.19	4.82
11	$1.00 \cdot 10^{-9}$	1.16	1.21	1.27	1.35	1.45	1.57	1.74	1.98	2.34	2.99	4.33
12	$.16 \cdot 10^{-8}$	1.16	1.21	1.26	1.34	1.42	1.54	1.70	1.91	2.25	2.80	3.92
13	$.25 \cdot 10^{-8}$	1.15	1.20	1.25	1.32	1.40	1.51	1.66	1.86	2.15	2.64	3.57
14	$.40 \cdot 10^{-8}$	1.14	1.19	1.24	1.30	1.38	1.48	1.62	1.80	2.07	2.49	3.27
15	$.63 \cdot 10^{-8}$	1.14	1.18	1.23	1.29	1.36	1.46	1.58	1.75	1.99	2.36	3.01
16	$1.00 \cdot 10^{-8}$	1.13	1.17	1.22	1.27	1.34	1.43	1.54	1.70	1.91	2.24	2.79
17	$.16 \cdot 10^{-7}$	1.13	1.16	1.21	1.26	1.32	1.41	1.51	1.65	1.84	2.13	2.59
18	$.25 \cdot 10^{-7}$	1.12	1.15	1.20	1.25	1.31	1.38	1.48	1.60	1.77	2.02	2.42
19	$.40 \cdot 10^{-7}$	1.11	1.15	1.18	1.23	1.29	1.36	1.44	1.56	1.71	1.93	2.27
20	$.63 \cdot 10^{-7}$	1.11	1.14	1.17	1.22	1.27	1.33	1.41	1.51	1.65	1.84	2.13
21	$1.00 \cdot 10^{-7}$	1.10	1.13	1.16	1.20	1.25	1.31	1.38	1.47	1.59	1.76	2.01
22	$.16 \cdot 10^{-6}$	1.09	1.12	1.15	1.19	1.23	1.29	1.35	1.43	1.54	1.69	1.90
23	$.25 \cdot 10^{-6}$	1.09	1.11	1.14	1.17	1.21	1.26	1.32	1.39	1.49	1.62	1.80
24	$.40 \cdot 10^{-6}$	1.08	1.10	1.13	1.16	1.20	1.24	1.29	1.36	1.44	1.55	1.70
25	$.63 \cdot 10^{-6}$	1.07	1.10	1.12	1.15	1.18	1.22	1.27	1.32	1.40	1.49	1.62
26	$1.00 \cdot 10^{-6}$	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.20	1.24	1.29	1.35	1.43	1.54
27	$.16 \cdot 10^{-5}$	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.18	1.21	1.26	1.31	1.38	1.47
28	$.25 \cdot 10^{-5}$	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.19	1.22	1.27	1.33	1.40
29	$.40 \cdot 10^{-5}$	1.05	1.06	1.08	1.09	1.11	1.13	1.16	1.19	1.23	1.28	1.34
30	$.63 \cdot 10^{-5}$	1.04	1.05	1.07	1.08	1.10	1.11	1.14	1.16	1.19	1.23	1.28
31	$1.00 \cdot 10^{-5}$	1.03	1.04	1.05	1.07	1.08	1.10	1.11	1.13	1.16	1.19	1.23
32	$.16 \cdot 10^{-4}$	1.03	1.04	1.04	1.05	1.06	1.08	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18
33	$.25 \cdot 10^{-4}$	1.02	1.03	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.11	1.13
34	$.40 \cdot 10^{-4}$	1.01	1.02	1.02	1.03	1.03	1.04	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08
35	$.63 \cdot 10^{-4}$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04
36	$1.00 \cdot 10^{-4}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37	$.16 \cdot 10^{-3}$.99	.99	.99	.99	.98	.98	.98	.98	.97	.97	.96
38	$.25 \cdot 10^{-3}$.99	.98	.98	.97	.97	.96	.96	.95	.94	.93	.92
39	$.40 \cdot 10^{-3}$.98	.97	.97	.96	.95	.95	.94	.93	.92	.90	.89
40	$.63 \cdot 10^{-3}$.97	.96	.96	.95	.94	.93	.92	.90	.89	.87	.86
41	$1.00 \cdot 10^{-3}$.96	.95	.94	.93	.92	.91	.90	.88	.86	.84	.82
42	$.16 \cdot 10^{-2}$.95	.94	.93	.92	.91	.89	.87	.86	.84	.82	.79
43	$.25 \cdot 10^{-2}$.95	.93	.92	.91	.89	.87	.85	.83	.81	.79	.76
44	$.40 \cdot 10^{-2}$.94	.92	.91	.89	.87	.85	.83	.81	.79	.76	.73
45	$.63 \cdot 10^{-2}$.93	.91	.90	.88	.86	.84	.81	.79	.76	.74	.71
46	$1.00 \cdot 10^{-2}$.92	.90	.88	.86	.84	.82	.79	.77	.74	.71	.68
47	$.50 \cdot 10^{-1}$.89	.86	.84	.81	.78	.75	.72	.69	.66	.62	.59
48	$1.00 \cdot 10^{-1}$.87	.84	.81	.78	.75	.72	.69	.65	.62	.58	.55
49	$.50 \cdot 10^0$.81	.78	.74	.70	.67	.63	.59	.55	.52	.48	.44

C Formelzeichen und Kurzzeichen

α_i	:=	Ankerneigung des i-ten Ankers
δ	:=	maximaler Wandreibungswinkel
δ_e	:=	maximaler Wandreibungswinkel auf der Erdseite
δ_b	:=	maximaler Wandreibungswinkel auf der Baugrubenseite
$\delta_{b,eff.}$:=	ausgenutzter Wandreibungswinkel auf der Baugrubenseite
φ'	:=	Reibungswinkel des Bodens bei der Berechnung
φ'_k	:=	charakteristischer Reibungswinkel des Bodens
γ	:=	Wichte des Bodens bei der Berechnung
γ_k	:=	charakteristische Wichte des erdfeuchten Bodens
γ_r	:=	Wichte des wassergesättigten Bodens
$\gamma_{k,r}$:=	charakteristische Wichte des wassergesättigten Bodens
γ_W	:=	Wichte des Wassers bei der Berechnung
γ_{Modell}	:=	Modellfaktor nach EC 7 [15]
γ_φ	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf den Boden-Reibungswinkel
γ_c	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf die drainierte Kohäsion
$\gamma_{c,u}$:=	Teilsicherheitsbeiwert auf die undrainierte Kohäsion
γ_{Anker}	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf die Mantelspannung eines Ankers
γ_{Mantel}	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf die Mantelspannung eines Pfahles oder Erdnagels
γ_{Wand}	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf den Wandreibungsfaktor (F_{Wand})
γ_E	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf den Elastizitätsmodul
γ_{Boden}	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf das Bodeneigengewicht
γ_G	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf ständige Einwirkungen
γ_Q	:=	Teilsicherheitsbeiwert auf veränderliche Einwirkungen
γ_M	:=	Teilsicherheitsbeiwert eines Bauteilwiderstandes nach EC
γ_R	:=	Teilsicherheitsbeiwert eines Widerstand
η	:=	globaler Sicherheitsbeiwert nach DINwicht
σ_v	:=	vertikaler Erddruck
$\sigma_{v,b}$:=	vertikaler Erddruck auf der Baugrubenseite
σ_{ha}	:=	horizontaler aktiver Erddruck
$\sigma_{ha,e}$:=	horizontaler aktiver Erddruck auf der Erdseite
$\sigma_{hp,e}$:=	horizontaler passiver Erddruck auf der Erdseite
$\sigma_{h,e}$:=	horizontaler Erddruck auf der Erdseite
σ_{hp}	:=	horizontaler passiver Erddruck
$\sigma_{hp,b}$:=	horizontaler passiver Erddruck auf der Baugrubenseite

$\sigma_{hp,v}$:=	horizontaler Erddruck aus Vorspannung der baugrubenseitigen Bettung zur Ermittlung der Umlagerung (Hilfswert zur Ermittlung der Umlagerung)
$\sigma_{h,b}$:=	horizontaler Erddruck auf der Baugrubenseite
$\sigma_{w,e}$:=	Wasserdruck auf der Erdseite
$\sigma_{w,b}$:=	Wasserdruck auf der Baugrubenseite
T_{Anker}	:=	Mantelkraft des Ankers bei der Berechnung
$T_{k,Anker}$:=	charakteristische Mantelkraft des Ankers
T_{Mantel}	:=	Mantelkraft des Pfahles bei der Berechnung
$T_{k,Mantel}$:=	charakteristische Mantelkraft des Pfahles
A_i	:=	Ankerkraft des i-ten Ankers
D_φ	:=	erster Faktor zur Beschreibung des Umlagerungsvermögens des Bodens
$D_{\Delta\varphi}$:=	zweiter Faktor zur Beschreibung des Umlagerungsvermögens des Bodens
$E_{h,e,P}$:=	Summe des horizontalen Erddrucks in der Wandachse auf der Erdseite bis zum Punkt P (aus Teilsystem 3)
$E_{v,e,P}$:=	Summe des vertikalen Erddrucks in der Wandachse auf der Erdseite bis zum Punkt P
$E_{e,P}$:=	Summe des Erddrucks in der Wandachse auf der Erdseite bis zum Punkt P
$E_{p,.....}$:=	Summe des passiven Erddrucks für den Bereich
F_{Wand}	:=	Faktor auf den Boden-Reibungswinkels zur Bestimmung des Wandreibungswinkels
F_δ	:=	Wert des Faktors auf den Boden-Reibungswinkels zur Bestimmung des Wandreibungswinkels bei der Berechnung
K_{ph}	:=	passiver horizontaler Erddruckbeiwert
K_{ah}	:=	aktiver horizontaler Erddruckbeiwert
$N_{Fu\beta}$:=	vertikale (in Wandachse) Kraft am Wand Ende
R	:=	Widerstand einer Berechnung
R_k	:=	charakteristischer Widerstand
S	:=	Einwirkung einer Berechnung
S_k	:=	charakteristische Einwirkung
$S_{k,G}$:=	charakteristische Einwirkung einer ständigen Last
$S_{k,Q}$:=	charakteristische Einwirkung einer veränderlichen Last
$X_{h,P}$:=	horizontale Schlußkraft des Teilsystems 3 bis zum Punkt P
$X_{v,P}$:=	vertikale Schlußkraft des Teilsystems 3 bis zum Punkt P
c'	:=	drainierte Kohäsion des Bodens bei der Berechnung
c'_k	:=	charakteristische drainierte Kohäsion des Bodens
c_u	:=	undrainierte Kohäsion des Bodens bei der Berechnung

$c_{u,k}$:= charakteristische undrainierte Kohäsion des Bodens
 v := horizontale Verschiebung der Wand

D Literatur

- [1] Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSiBau).
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1981
- [2] EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben"
3. Auflage, hrsg. von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1994
- [3] DIN 1045 Juli 1988, Beton und Stahlbeton Bemessung und Ausführung
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1988
- [4] DIN V 1054-100 , Baugrund Teil 100: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grund-
bau
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin April 1996
- [5] DIN 1054-1 November 1976, Baugrund: Zulässige Belastungen des Baugrunds
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1976
- [6] DIN 4017 Teil 1 August 1979, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig bela-
steten Flächengründungen
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1979
- [7] DIN V 4084-100 , Böschungs- und Geländebruchberechnungen, Teil 100: Berech-
nung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin April 1996
- [8] DIN 4084 Juli 1981 Baugrund: Gelände- und Böschungsbruchberechnungen
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1990
- [9] DIN 4085 Februar 1987 Brechnung des Erddrucks
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1987
- [10] DIN 18800 Teil 1 März 1981, Stahlbauten Bemessung und Konstruktion
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1981
- [11] DIN 18800 Teil 1 November 1990, Stahlbauten Bemessung und Konstruktion
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin 1990
- [12] ENV 1991-1: EUROCODE 1: Basis of Design and Actions on Structures
CEN/TC 250 Coordination Group, 05.10.1994
- [13] ENV 1992-1-1: EUROCODE 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontrag-
werken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
Betonkalender 1996, Teil 2
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1996
- [14] DIN V ENV 1993: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin, April 1993
- [15] DIN V ENV 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung, und Bemessung in der
Geotechnik
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Berlin, April 1996
- [16] prEN 1537: Verpreßanker, Deutsche Fassung
DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Oktober 1994

- [17] *Petersen, C.* (1982): Statik und Stabilität der Baukonstruktion
Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig 1982
- [18] *Weißbach, A.* (1991): Diskussionsbeitrag zur Einführung des probabilistischen Sicherheitskonzeptes im Erd- und Grundbau
Bautechnik 68 Heft 3, S.73-83 (1991)
- [19] *Heibaum, M.* (1992): Anmerkungen zum probabilistischen Sicherheitskonzept für die Bemessung des Stützsystems Spundwand
Geotechnik 1992/4 S.254-259
- [20] *Schulz, H.* (1992): Zum Ansatz von Zuggliedern beim Nachweis der Standsicherheit von Geländesprüngen
Geotechnik 1992/4 S.260-264
- [21] *Bronstein, Semendjajew* : Taschenbuch der Mathematik
B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, und Verlag Nauka, Moskau, 1979
- [22] *Schneider, K-J.* (1979): Bautabellen mit Berechnungshinweisen und Beispielen
Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1979
- [23] *Schwarz, W.* (1987): Verdübelung toniger Böden
Veröff. des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Heft 105, Karlsruhe 1987
- [24] *Hettler, A.* (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungkörper in Sand bei monotoner zyklischer Belastung
Veröff. des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Heft 90, Karlsruhe 1981
- [25] *Gudehus, G.* (1980): Drei kinematische Variable
Grundbau-Taschenbuch 3. Auflage Teil 1, Seite 296+297, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf 1980
- [26] *Gußmann/Schad* (1990): Die Methode der Kinematischen Elemente (KEM) und andere Traglastverfahren
Grundbau-Taschenbuch 4. Auflage Teil 1, Seite 437-458, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1990
- [27] *Franke* (1982): Tragverhalten von Pfählen unter axialer Belastung
Grundbau-Taschenbuch 3. Auflage Teil 2, Seite 472-508, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1982
- [28] *Ciftcibasi, L.* (1994): Vergleichende Untersuchung der Normenentwürfe ENV 1997 und DIN 1054 Teil 100 mit der bestehenden Norm DIN 1054 anhand ausgewählter Beispiele
Diplomarbeit, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, TU München
- [29] *Ostermayer, H.* (1995): Tragverhalten verankerter Systeme, aus Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk, Baugrubensicherung Eigendruck VBI, Landesverband Bayern, München
- [30] *Ranke, A.; Ostermayer, H.* (1968): Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen
DIE BAUTECHNIK, 15. Jahrgang, Heft 10, Oktober 1968
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1968

- [31] *Weißbach, A.* (1975): Baugruben, Teil II Berechnungsgrundlagen
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf 1975
- [32] *Tausch, N.* (1980): Untersuchung zur Eignung von Silikatgelen für Abdichtungsinjektionen
Veröff. des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 9, Berlin 1980
- [33] EAU 1990: Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"
Häfen und Wasserstraßen
8. Auflage - Berlin : Ernst, Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften, 1990
- [34] *Gußmann, P.* (1987): Böschungsgleichgewicht im Lockergestein
Grundbau-Taschenbuch 3. Auflage Teil 3, Seite 47 - 68, Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1987
- [35] *Visman, U.* (1995): Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau
Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 4/95, München 1995
- [36] *Stocker, M.* (1996): Europäische Vergleichsberechnungen
Tagungsband 8. und 9. Mai 1996 * Mannheim:
Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1996
- [37] *Schröder, K.; Drigert, K.-A* (1993): Neues Sicherheitskonzept in der europäischen Normung
1. Auflage, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1993
- [38] *Goldscheider, M.* (1996): Böschungs- und Geländebruchberechnung
Nachweis der Geländebruchsicherheit für eine 2fach verankerte und im Boden gelenkig aufgelagerte Baugrubenwand
Tagungsband 8. und 9. Mai 1996 * Mannheim:
Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1996
- [39] *Scherzinger, T.* (1991): Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund
Veröff. des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Heft 122, Karlsruhe 1987
- [40] *Kühlborn, U.* (1996): Möglichkeiten und Grenzen der Methoden zur Bemessung tiefer Baugruben
Diplomarbeit durchgeführt am Institut für Geotechnik, Fachbereich Bauingenieurwesen Technische Hochschule Darmstadt 1996
- [41] *Weißbach, A.; Gollub, P.* (1995): Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ort betonwände
Bautechnik 72 (1995), Heft 12, Seite 780 - 799
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1995
- [42] Programmhandbuch BAUGRU: Berechnung einer Baugrubenwand, Version 1-98
Bauer Designware GmbH, Schrobenhausen 1998

- [43] *Blum, H.* (1931): Einspannverhältnisse bei Bohlwerken.
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1931
- [44] *Weber, K.* (1996): Zum Tragverhalten einer verankerten Verbauwand
Verlag Paul Daxer GmbH, Stuttgart 1996
- [45] *Schmidt, H.* (1966): Culmannsche E-Linien bei Ansatz von Reibung und Kohäsion
Die Bautechnik, 43 (1966), S. 80-82
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1966

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Krüber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmegern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002