

Diploma Thesis

Evaluation of design methods for deep excavations

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Evaluierung von Berechnungsverfahren für Umschließungen von tiefen Baugruben

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines / einer
Diplom-Ingenieurs/ Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Philipp Schwarzl

Matr.Nr.: 01125955

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Dietmar Adam**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johannes Pistol**

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/220/2, A-1040 Wien

Wien, im April 2018

Danksagung

Mein Dank gilt allen Personen, die mich auf dem Weg durch mein Studium begleitet haben.

Ein besonderer Dank gilt Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam, durch dessen Betreuung und fachkritische Anmerkungen diese Diplomarbeit entstehen konnte.

Ein spezieller Dank gebührt auch Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Pistol für die Betreuung meiner Arbeit.

Ganz herzlich möchte ich mich bei den Mitarbeitern der Firma Ste.p - ZT bedanken, im Speziellen bei Herrn Dipl.-Ing. Günther Hampel, Dipl.-Ing. Bernhard Schreitel und Frau Dipl.-Ing. Ilse Gartner, deren Engagement und Interesse wesentlich zum Gelingen dieser Diplomarbeit beitrugen. Sie hatten stets ein offenes Ohr für meine Probleme und waren als Diskussionspartner immer zur Stelle.

Meinen Eltern Hildegard und Ernst Schwarzl danke ich für das Ermöglichen meiner schulischen und universitären Ausbildung und für ihre Geduld in schwierigen Phasen.

Mein größter Dank gebührt jedoch meiner lieben Freundin Agnes Kittel, die mich durch alle Höhen und Tiefen dieser Arbeit begleiten musste. Ihr stetiger Zuspruch und ihre Unterstützung waren ein maßgeblicher Grund für den erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit.

Kurzfassung

Im Zuge der Herstellung einer vertikalen Baugrubenwand in Lockergesteinsböden ist es erforderlich, den anstehenden Untergrund mithilfe eines Verbaukörpers zu stützen. Das Verhalten einer Baugrubenwand lässt sich durch die vorhandene Interaktion zwischen dem anstehenden Boden und der Baugrubenwand rechnerisch nur schwer erfassen.

In dieser Arbeit werden zunächst die theoretischen Grundlagen der Berechnung einer Baugrubenwand anhand eines Stabwerksmodells erarbeitet. Neben den einwirkenden Belastungen auf die Baugrubenwand (Erddruck, Wasserdruck etc.) werden die unterschiedlichen Möglichkeiten zur mechanischen Modellierung des Bodenaufagers näher beschrieben. Abgesehen davon werden die Grundlagen zur Modellierung einer Baugrube mittels eines Finite-Elemente-Modells erklärt. So wird neben der Beschreibung eines typischen Berechnungsablaufes auch der theoretische Hintergrund von in der Geotechnik bewährten Stoffmodellen (Mohr Coloumb und Hardening Soil) erläutert. Zudem werden die derzeit gültigen normativen Regelungen für eine Berechnung von Baugrubenumschließungen angeführt.

Für die Beurteilung der unterschiedlichen Berechnungsverfahren werden zwei ausgewählte Praxisbeispiele herangezogen. Die sich aufgrund der Berechnungsverfahren ergebenden Biegelinien werden mittels der vorliegenden Inklinometermessungen evaluiert. Anhand dieser Ergebnisse wird versucht, mögliche Schwächen und Stärken der einzelnen Berechnungsverfahren/-modelle zu eruieren.

Abschließend werden die verschiedenen Berechnungsmöglichkeiten evaluiert und mögliche Gründe für von der Realität abweichende Schnittgrößenverläufe erarbeitet.

Abstract

The construction of deep excavations in soil usually requires a support of the natural ground using pit walls. The interaction between pit wall and natural ground challenges the prediction of the pit wall behaviour.

In the presented thesis, the theoretical background for the calculation and design of pit wall are explained by means of simple (frames and) truss models. The various loads on a pit wall (earth pressure, water pressure, etc.) and different approaches for mechanically modelling the soil reaction are described in detail. Moreover, the fundamentals for modelling a deep excavation with pit walls using the finite element method (FEM) are explained. The typical calculation process is described as well as the theoretical background of widely used material models for soil (Mohr Coulomb and Hardening Soil). Furthermore, the standards and guidelines currently used for the calculation and design of pit walls are outlined.

Two selected case studies are used for a review of the various design approaches. The deflection curves as a result of the different calculation methods are compared to inclinometer measurements. Strengths and weaknesses of the calculation methods are compared and discussed based on the mentioned comparisons.

Finally, the calculation methods are evaluated and reasons for differences between calculations and moreover between calculations and measurements are revealed.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Ziel der Arbeit.....	2
2. Baugrubenumschließungen	3
2.1 Randbedingungen	3
2.2 Unterteilung von Baugrubenumschließungen.....	5
2.3 Berechnung von Baugrubenumschließungen	8
3. Berechnung von senkrechten Baugrubenumschließungen mit Stabwerksmodellen	9
3.1 Erddruckformen	9
3.2 Bewegungen von Stützkonstruktionen	10
3.3 Erddruckbelastungen der aktiven Verbauseite.....	11
3.3.1 Erdruchedruck.....	11
3.3.2 Aktiver Erddruck	12
3.3.2.1 Mindesterddruck	13
3.3.2.2 Erddruck aus Bodeneigengewicht.....	14
3.3.2.3 Erddruck infolge flächiger Auflast.....	15
3.3.2.4 Erddruck infolge begrenzter Auflasten	15
3.3.3 Erddruckansätze	17
3.3.4 Erddruckumlagerung.....	17
3.4 Auflagerung von Baugrubenwänden im Untergrund (Erdwiderstand).....	19
3.4.1 Erdaulager mittels punktueller Auflagerung.....	21
3.4.1.1 Die glatte, starre, einfach verankerte, im Boden frei aufgelagerte Wand $t = t_{min}$	23
3.4.1.2 Die glatte, elastische, einfach verankerte, teilweise in den Boden eingespannte Wand $t_{min} < t < t_{eingespannt}$	24
3.4.1.3 Die glatte, elastische, einfach verankerte, voll im Boden eingespannte Wand $t = t_{eingespannt}$	25
3.4.1.4 Die glatte, elastische, unverankerte, voll in den Boden eingespannte Wand $t = t_{unverankert}$	26
3.4.1.5 Die glatte, elastisch, nachgiebig verankerte, voll in den Boden eingespannte Wand $t_{eingespannt} < t < t_{unverankert}$	27
3.4.2 Erdaulager mittels einer elastischen Bettung – Bettungsmodulverfahren	27
3.4.2.1 Theorie des Bettungsmodulverfahrens.....	27
3.4.2.2 Bettungsmodul	29

3.5	Wirkung des Wassers.....	39
3.5.1	Wasserdruck.....	40
3.5.1.1	Nicht umströmte Baugrubenwände.....	40
3.5.1.2	Umströmte Baugrubenwände.....	41
3.5.2	Hydraulischer Grundbruch.....	42
3.5.3	Einfluss des Wassers auf die Erddruckspannungen.....	43
3.5.3.1	Nicht umströmte Baugrubenwände.....	43
3.5.3.2	Umströmte Baugrubenwände.....	43
3.6	Berücksichtigung typischer Bauzustände.....	44
3.6.1	Baugruben außerhalb des Grundwasserkörpers.....	44
3.6.2	Baugruben innerhalb des Grundwasserkörpers.....	45
3.6.2.1	Unterwasseraushub.....	45
3.6.2.2	Grundwasserhaltung.....	46
3.7	Berücksichtigung etwaiger Vorbelastungen in der Baugrubensohle.....	46
4.	Berechnung von Baugruben-umschließungen mittels FEM	49
4.1	Allgemeines.....	49
4.2	Berechnungsablauf.....	50
4.2.1	Modellierung des Baugrundes.....	51
4.2.2	Modellierung des Verbaukörpers.....	51
4.2.3	Modellierung der Stützmittel.....	51
4.2.4	Modellierung des Baufortschrittes.....	52
4.3	Gebräuchliche Stoffmodelle.....	52
4.3.1	Allgemeines.....	52
4.3.2	Lineare Elastizität.....	53
4.3.3	Elastoplastizität.....	54
4.3.3.1	Mohr Coulomb – MC.....	54
4.3.3.2	Hardening Soil Modell – HS-Modell.....	57
4.3.4	Anelastizität.....	62
4.3.4.1	Hypoplastizität.....	62
5.	Klassische Berechnungsverfahren von Baugrubenumschließungen	63
5.1	Verfahren nach Blum.....	63
5.1.1	Allgemeines.....	63
5.1.2	Systemgedanke.....	63
5.1.3	Fall I: einfach verankert, unten vollkommen eingespannt.....	65
5.1.4	Fall II: unverankert, unten vollkommen eingespannt.....	68
5.1.5	Fall III: einfach verankert, unten frei aufliegend (Balken auf zwei Stützen).....	69
5.1.6	Fall IV: oben eingespannt.....	70
5.1.7	Fall V: oben und unten eingespannt.....	71

6. Normative Regelungen und Regelwerke für die Berechnung von Baugrubenumschließungen	73
6.1 ÖNORM B4434.....	73
6.1.1 Allgemeines	73
6.1.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite.....	73
6.1.2.1 Ergänzende Bestimmungen zur Erddruckberechnung	73
6.1.2.2 Erddruckumlagerungen	74
6.1.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)	75
6.1.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers	76
6.1.4 Wirkung des Wassers.....	79
6.2 RVS 09.01.41.....	80
6.2.1 Allgemeines	80
6.2.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite.....	80
6.2.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckbestimmung.....	80
6.2.2.2 Erddruckumlagerung.....	80
6.2.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)	81
6.2.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers	81
6.2.4 Wirkung des Wassers.....	85
6.2.4.1 Hydrostatische Wirkung des Wassers	85
6.2.4.2 Wasserdruck infolge der Umströmung des Wandfußes	86
6.3 DIN 1054	86
6.3.1 Allgemeines	86
6.3.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite.....	87
6.3.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung.....	87
6.3.2.2 Erddruckumlagerung.....	88
6.3.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)	88
6.3.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers	90
6.3.4 Wirkung des Wassers.....	91
6.4 EAB – EB 102 – 5. Auflage	91
6.4.1 Allgemeines	91
6.4.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite.....	91
6.4.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung.....	91
6.4.2.2 Erddruckumlagerung.....	94
6.4.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)	95
6.4.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers:.....	95
6.4.4 Wirkung des Wassers.....	99
6.5 EAU – 4. Auflage	102
6.5.1 Allgemeines	102
6.5.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite.....	102
6.5.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung.....	102
6.5.2.2 Erddruckumlagerung.....	104
6.5.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)	105
6.5.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers	107
6.5.4 Wirkung des Wassers.....	107

7. Nachweisverfahren	111
7.1 Globales Sicherheitskonzept	111
7.2 Teilsicherheitskonzept nach EC 7	112
7.2.1 Wichtige Begriffe der ÖNORM EN 1997-1 bzw. ÖNORM B 1997-1	114
7.2.1.1 Geotechnische Kategorie	114
7.2.1.2 Bemessungssituationen	115
7.2.1.3 Schadensfolgeklasse	116
7.2.2 Nachweisführung vertikaler Baugrubenwände nach Eurocode 7	116
7.2.2.1 Belastungen und Widerstände	118
7.2.2.2 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von vertikalen Baugrubenwänden	118
7.2.2.3 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Verankerungen – Tiefe Gleitfuge	121
7.2.2.4 Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	121
7.2.2.5 Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch	122
8. Vergleichsberechnungen anhand von Praxisbeispielen	125
8.1 Tunnel Rannersdorf	126
8.1.1 Projektübersicht	126
8.1.2 Geologische Situation	126
8.1.3 Bauvorhaben/Bauverfahren	127
8.1.4 Berechnungsquerschnitt	128
8.1.5 Betrachtete Lastfälle	129
8.1.6 Berechnungsvarianten	131
8.1.7 Berechnungsannahmen	133
8.1.7.1 Berechnung mittels Stabwerkmodellen	133
8.1.7.2 Berechnung mittels FEM	133
8.1.8 Boden-/Modellparameter	134
8.1.8.1 Festgelegte Bodenkennwerte gemäß Geotechnischem Gutachten	135
8.1.8.2 Beispielhafte Berechnung von modifizierten Reibungswinkeln nach Hegert [39]	135
8.1.8.3 Bestimmung der Modellparameter für das HS-Modell	139
8.1.8.4 Bestimmung des Bettungsmoduls und der Bettungsmodulverläufe	141
8.1.9 Gegenüberstellung der ermittelten Bettungsmodulverläufe	146
8.1.10 Berechnung von Verformungen mithilfe von Mobilisierungsfunktionen	148
8.1.10.1 ÖNORM B4434 – Berechnungsvariante Ö6	148
8.1.10.2 EAB – EB 102 – Berechnungsvariante E5/E6	150
8.1.11 Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsverfahren und deren Interpretation	153
8.1.11.1 Verfahren nach Blum	153
8.1.11.2 ÖNORM B4434	154
8.1.11.3 RVS 09.01.41	156
8.1.11.4 EAB – EB 102	158
8.1.11.5 Finite Elemente Berechnung	160

8.1.12	Gegenüberstellung und Diskussion der Ergebnisse	160
8.2	BEG Unterinntal Baulos H7-Startbaugrube West	169
8.2.1	Projektübersicht	169
8.2.2	Geologische Situation	169
8.2.3	Bauvorhaben/Bauverfahren	171
8.2.4	Berechnungsquerschnitt.....	171
8.2.5	Betrachtete Lastfälle	172
8.2.6	Berechnungsvarianten.....	174
8.2.7	Berechnungsannahmen	176
8.2.7.1	Berechnung mittels Stabwerkmodellen.....	176
8.2.7.2	Berechnung mittels FEM	176
8.2.8	Boden-/Modellparameter	177
8.2.8.1	Festgelegte Bodenkennwerte gemäß Geotechnischem Gutachten.....	177
8.2.8.2	Beispielhafte Berechnung von modifizierten Reibungswinkeln gemäß Hegert [39]	177
8.2.8.3	Berechnung der Modellparameter für das HS-Modell.....	179
8.2.8.4	Bestimmung der Bettungsmoduln.....	181
8.2.9	Gegenüberstellung der ermittelten Bettungsmodulverläufe.....	186
8.2.10	Berechnung von Verformungen mithilfe von Mobilisierungsfunktionen.....	187
8.2.10.1	ÖNORM B4434 – Berechnungsvariante Ö6.....	188
8.2.10.2	EAB – EB 102 – Berechnungsvariante E5 und E6	190
8.2.11	Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsverfahren und deren Interpretation.....	193
8.2.11.1	Verfahren nach Blum	193
8.2.11.2	ÖNORM B4434	194
8.2.11.3	RVS 09.01.41	196
8.2.11.4	EAB – EB 102.....	197
8.2.11.5	Finite Elemente Berechnung.....	199
8.2.12	Gegenüberstellung und Diskussion der Ergebnisse	200
9.	Resümee	209
9.1	Evaluierung der Berechnungsverfahren.....	209
9.1.1	Verfahren nach Blum.....	209
9.1.2	ÖNORM B4434.....	209
9.1.3	RVS 09.01.41.....	210
9.1.4	EAB – EB 102	211
9.1.5	Finite Elemente Berechnung.....	212
9.2	Einflussfaktoren auf die Genauigkeit von Berechnungsverfahren für Baugrubenumschließungen.....	213
9.2.1	Einfluss von Größe und Verlauf des Bettungsmoduls	213
9.2.2	Einfluss der Berücksichtigung von Erdruchdruck- und Bettungsspannungen auf der aktiven Verbauseite.....	215
9.2.3	Einfluss der Reibungswinkel	217

10. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	221
Literaturverzeichnis	225
Tabellenverzeichnis	231
Abbildungsverzeichnis	235
Anhang A	245
A.1. Zusammenhänge Reibungswinkel – Sondierungen	245
Anhang B – Tunnel Rannersdorf	247
B.1. Durchgeführte Rammsondierungen.....	247
B.2. Durchgeführte Ödometer-Versuche	248
B.3. Relevante Bohrprofile.....	249
B.4. Inklinometermessung.....	252
B.5. Rückrechnung des Bettungsmoduls aus der Inklinometermessung	253
B.6. Mobilisierungsfunktionen	253
B.6.1 Erddruckspannungen.....	253
B.6.2. Mobilisierungsansatz gemäß ÖNORM B4434	257
B.6.3. Mobilisierungsansatz von Besler.....	258
Anhang C – BEG Startbaugrube West	263
C.1. Inklinometermessung.....	264
C.2. Rückrechnung des Bettungsmoduls aus der Inklinometermessung	266
C.3. Mobilisierungsfunktionen.....	266
C.3.1. Erddruckspannungen	266
C.3.2. Mobilisierungsansatz gemäß ÖNORM B4434	269
C.3.3. Mobilisierungsansatz von Besler.....	270

1. Einleitung

Im Zuge der Errichtung eines Bauwerkes mit Untergeschoßen, eines Tunnels in offener Bauweise etc. ist die Errichtung einer geeigneten Baugrubenverbaukonstruktion erforderlich. Vor allem in urbanen Gebieten, in denen Grundstückspreise hoch und freie Bauflächen knapp sind, ist das Bestreben groß, das vorhandene Grundstück bestmöglich auszunutzen. Durch stetige Weiterentwicklungen im Bereich des Spezialtiefbaus werden immer tiefere Baugruben geplant und die Abstände zu bestehenden Nachbarbebauungen stetig reduziert [45]. Treten im Zuge der Herstellung einer Baugrube zu große Verformungen der Verbauwand auf, können diese zu einer Schrägstellung der angrenzenden Bebauung führen.

In den meisten Fällen erfolgt die Berechnung von Verbaukonstruktionen anhand einfacher Berechnungsmodelle, welche auf aktiven und passiven Erddruckansätzen basieren; Verformungen werden dabei nur überschlägig abgeschätzt. Durch das Einhalten bewährter Grundsätze wird davon ausgegangen, dass lediglich geringe Verformungen auftreten, die keine Schäden an Nachbarbebauungen verursachen. Zu den Grundsätzen zählen beispielsweise die Verwendung erprobter Erddruckansätze und der Einsatz verformungsarmer Verbaukonstruktionen. Da sich diese Vorgehensweise bei einfachen Baugruben bewährt hat, werden Baugrubenumschließungen im innerstädtischen Bereich meist durch Bohrpfähle und Schlitzwände realisiert. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass die auftretenden Setzungen und Verformungen möglichst gering bleiben [45].

In den vergangenen Jahrzehnten wurde die Berechnung mittels einer starren Bodenauflagerung (z.B. des Verfahrens am Ersatzbalken nach *Blum* [16]) zusehends von der Modellierung des Bodenauflagers als elastische Bettung abgelöst. Für die Bestimmung des Bettungsmoduls finden sich in der Literatur, in Richtlinien und Normen viele verschiedene Ansätze. Die unterschiedlichen Verfahren führen zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen, weshalb sich die Wahl eines den örtlichen Boden- und Baugrubenverhältnissen entsprechenden Bettungsmodulverlaufes in vielen Fällen als sehr schwierig erweist.

Bei der Berechnung von Baugrubenumschließungen kommen immer häufiger Finite Elemente Programme zur Anwendung. Die dabei verwendeten höherwertigen Stoffmodelle (z.B. Hardening Soil Modell etc.) benötigen eine Vielzahl an Modellparametern, die derzeit noch nicht Bestandteil gängiger geotechnischer Gutachten sind.

1.1 Ziel der Arbeit

Im Rahmen dieser Diplomarbeit sollen zunächst die theoretischen Grundlagen der unterschiedlichen Verfahren zur Berechnung von Baugrubenverbauten erarbeitet werden. Diese reichen von Berechnungen an Stabstatikmodellen (punktuelle Bodenauflager und elastisch gebettete Konstruktionen) bis hin zu Finite Elemente Berechnungen.

Der Berechnung eines Stabstatikmodells muss ein entsprechendes Erddruckmodell zugrunde gelegt werden. Sehr weit verbreitet ist das konventionelle Erddruckmodell, welches den Primärspannungszustand nicht berücksichtigt. Durch die EB 102 der EAB [28] wird ein überarbeitetes Erddruckmodell vorgestellt, welches einen eingepprägten Primärspannungszustand berücksichtigt. Auf diese Weise wird eine wirklichkeitsnähere Prognose von Verformungen erwartet [81]. Um eine zu steife Modellierung der Verbaukonstruktion zu verhindern, bedarf es jedoch – im Vergleich mit dem konventionellen Erddruckmodell – der Verwendung von geringeren Bettungsmodulgrößen [64]. Eine weitere Steigerung der Genauigkeit von Verformungsprognosen ist laut *Hegert* [39] durch die Verwendung von wirklichkeitsnahen Reibungswinkeln möglich. Im Zuge von geotechnischen Gutachten werden häufig nur untere charakteristische Werte anstelle von Mittelwerten angeführt, was in der Regel zu verfälschten Erddruckansätzen und zu einer Unterschätzung der Bodeneigenschaften führt.

Fehlerhafte Verformungsprognosen führen bei tiefen Baugruben rasch an die Grenzen der Wirtschaftlichkeit und der technischen Machbarkeit (z.B. bei örtlich eingeschränkten Platzverhältnissen). Durch den Vergleich der derzeit gültigen normativen Regelungen und verschiedener Berechnungsverfahren anhand von zwei ausgewählten Praxisbeispielen sollen Vorteile und Nachteile der einzelnen Verfahren dargelegt werden. Weiters sollen Gründe für stark von den Inklinometermessungen abweichenden Verformungsprognosen angeführt werden.

2. Baugrubenumschließungen

Bei der Errichtung unterhalb der Geländeoberkante liegender Bauteile ist bis auf wenige Ausnahmen (Tunnel, Kavernen etc.) die Herstellung einer standfesten Baugrube erforderlich. Ist aufgrund von örtlich begrenzten Platzverhältnissen die Erstellung einer freien Böschung nicht möglich, muss eine vertikale Baugrubenumschließung hergestellt werden. Die Wahl einer geeigneten Baugrubensicherung wird von einer Vielzahl von Randbedingungen beeinflusst.

2.1 Randbedingungen

Zu den entscheidenden Randbedingungen werden folgende gezählt [6],[70]:

- **Platzverhältnisse im Umfeld des Bauplatzes**

Die Platzverhältnisse im Umfeld des zu errichtenden Bauwerkes bestimmen, ob die Herstellung einer freien Böschung möglich ist; andernfalls ist die Errichtung einer senkrechten Baugrubensicherung notwendig.

Durch die angrenzende Nachbarbebauung im städtischen Bereich ist eine Rückverankerung der Baugrubenwand vielfach nicht möglich. Zudem üben die erforderlichen Flächen für örtliche Baustelleneinrichtungen entscheidenden Einfluss auf die Wahl der Baugrubenumschließung aus.

- **Bodenverhältnisse**

Die Wahl der Baugrubenumschließung wird wesentlich von den bodenmechanischen Eigenschaften beeinflusst. Angrenzende Bodenverhältnisse bestimmen nicht nur die technische Durchführbarkeit der unterschiedlichen Methoden (z.B. Rammbarkeit etc.), sondern wirken sich ebenso auf die einwirkende Erddruckbelastung aus.

- **Grundwasserverhältnisse**

Die örtlichen Grundwasserverhältnisse – im Wesentlichen die Lage des Grundwasserspiegels – sind ein wichtiger Faktor bei der Auswahl der Baugrubenumschließung. Befindet sich die Baugrubensohle unterhalb des Grundwasserspiegels, besteht neben einer Grundwasserabsenkung die Möglichkeit, eine wasserdichte Baugrubensicherung vorzunehmen. Im Zuge der Bemessung einer Verbaukonstruktion sind die vorhandenen Grundwasserverhältnisse entscheidend. Baugruben, die tief in den Grundwasserkörper reichen,

weisen hohe hydrostatische Drücke auf, welche einen großen Anteil an der Gesamtbelastung erreichen können. Im Fall von Grundwasserströmungen sind zusätzlich Strömungsdrücke an der Baugrubenwand zu berücksichtigen.

Neben den bereits erwähnten möglichen Auswirkungen des Grundwassers ist auch auf dessen chemische Zusammensetzung (Kohlensäure, Verunreinigungen) zu achten. Vor allem bei in Gebäuden integrierten Baugrubenumschließungen (Schlitzwand, Bohrpfahlwand etc.) muss eine ausreichende Widerstandsfähigkeit der Materialien gegeben sein.

- **Zulässige Verformungen der Baugrubenwand und der Nachbarschaft**

Im urbanen Bereich, welcher durch dichte Bebauung und aneinandergrenzende Gebäude gekennzeichnet ist, ist es von erheblicher Bedeutung, die zulässigen Grenzwerte für die Verformungen des Baugrubenverbau nicht zu überschreiten. Große Durchbiegungen in einer zur Nachbarbebauung angrenzenden Verbauwand können Risse in der Bestandsbebauung verursachen.

- **Zulässigkeit von Erschütterungen und Lärm während der Bauzeit**

Grenzen erschütterungsempfindliche Gebäude an die herzustellende Baugrube, müssen bereits im Vorhinein einzelne Herstellungsverfahren (z.B. Rammen von Spundwänden) ausgeschlossen werden. Die Ausbreitung von Schallemissionen kann durch geeignete Schallschutzmaßnahmen reduziert werden, doch sollten damit verbundene Mehrkosten bereits bei der Wahl der Baugrubenumschließung berücksichtigt werden.

- **Dauerhaftigkeit, Nutzbarkeit der Verbauwand**

Ist es möglich die vorhandene Verbauwand mehrfach zu verwenden (Spundwand, Trägerbohlenwand etc.) oder diese in das Gebäude zu integrieren (Schlitzwand), kann ein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber anderen Bauverfahren erzielt werden.

- **Wirtschaftliche Aspekte, Bauzeitplan und Termine**

Wirtschaftlichkeit ist einer der wichtigsten Faktoren bei der Wahl der Baugrubenverbaukonstruktion. „Als Beispiel sei hier das Schlitzwandverfahren genannt, welches eine teure Baustelleneinrichtung benötigt. Ab einer bestimmten Größe des Bauvorhabens relativieren sich diese einmaligen Kosten allerdings und können sich, aufgrund von etwaigen Synergieeffekten, sogar reduzieren“ [6].

In vielen Bereichen ist neben der Wirtschaftlichkeit auch die Einhaltung eines Bauzeitplanes von großer Bedeutung. Ergeben sich aufgrund der jahreszeitlichen Witterung oder komplexer Bauvorhaben sehr kurze Bauzeiten, kann die Wahl der Baugrubenumschließung grundlegend beeinflusst werden.

2.2 Unterteilung von Baugrubenumschließungen

Um die örtlichen Randbedingungen zu erfüllen und eine möglichst wirtschaftliche Herstellung zu garantieren, gibt es eine große Bandbreite an unterschiedlichen Lösungsmöglichkeiten für Baugrubenverbaukonstruktionen. Eine Unterteilung von Baugrubenumschließungen kann durch deren Eigenschaften erfolgen, beispielsweise durch die Verwendungsdauer. Baugrubenverbaukonstruktion können als temporäre (rückbaubare) Stützungen ausgeführt oder in das spätere Bauwerk integriert (verbleibende) werden [6]. Eine weitere Einteilung kann anhand der Biegesteifigkeit der Baugrubenwand erfolgen. Zu unterscheiden ist zwischen biegeweichen (z.B. Spundwand) und biegesteifen Konstruktionen (z.B. Schlitzwand).

Temporäre Baugrubenumschließungen

Zu den wichtigsten Vertretern der temporären Baugrubenumschließungen zählen die Spundwand und der Trägerbohlenverbau [6]. Beide Verfahren können rückgebaut und wiedergewonnen werden. Da es sich um biegeweiche Verbausysteme handelt, sind beide nur bedingt neben bestehender Bebauung einsetzbar. Die Spundwand zählt zu den technisch dichten Baugrubenverbauten, wodurch sie sich vom Trägerbohlenverbau unterscheidet. Letzterer ist aufgrund der Ausfachung mit Holzbohlen nicht für die Herstellung einer dichten Baugrube geeignet.

Integrierte Baugrubenumschließungen

Zur Gruppe der integrierten Baugrubenumschließungen zählen besonders verformungsarme Methoden, wie z.B. die Schlitzwand und die Bohrpfahlwand [6]. Diese werden als tragende Bauteile in das spätere Bauwerk integriert, was eine erhebliche Einsparung von Baumaterialien und Kosten mit sich bringt. Zusätzlich kann der vorhandene Bauplatz besser ausgenutzt werden.

Je nach Zeitpunkt der Errichtung einer aussteifenden Geschoßdecke lassen sich Baugrubenkonstruktionen in zwei unterschiedliche Bauweisen unterscheiden [6]:

- *Konventionelle Baugrube („Bottom Up“)*
In der Regel wird zunächst die Baugrubenwand in den Boden eingebracht und danach die Baugrube ausgehoben. Im Zuge des Aushubes können je nach Bedarf Stützungen in Form von Ankern oder Aussteifungen eingebracht werden. Nach dem Erreichen der Endtiefe kann mit der Errichtung des Bauwerkes begonnen werden.



Abbildung 2.1: Konventionelle Baugrube mit Spundbohlenverbau, Tunnel Rannersdorf [73]

- *Deckelbauweise „Top Down“*

Im Gegensatz zur konventionellen Baugrube wird nach der Errichtung der Baugrubenwand eine aussteifende Bauwerksdecke nahe der Geländeoberfläche hergestellt. Der Aushub der Baugrube erfolgt mittels Aushub- und Förderöffnungen unterhalb der aussteifenden Gebäudedecke.

Das besondere Merkmal der Deckelbauweise liegt darin, dass keine Ankerungen erforderlich sind. Zur Einhaltung der Rechte von Dritte sind Ankerungen auf Nachbargrundstücken im städtischen Bereich in vielen Fällen nicht möglich. Bei Bedarf können zusätzliche aussteifende Deckenhorizonte während des Aushubes eingebracht werden.

Ein weiterer Vorteil liegt in der nur geringen zeitlichen Beeinträchtigung der Oberflächennutzung (z.B. U-Bahn Stationen). Bereits kurz nach Fertigstellung der obersten Bauwerksdecke kann die Bestandsoberfläche wiederhergestellt werden. Eine langfristige Behinderung des Straßenverkehrs kann somit verhindert werden.



Abbildung 2.2: Baugrube in Deckelbauweise, U1 Station Troststraße, Wien [73]

Einen entsprechenden Überblick über die Systematik der Verbaukonstruktion bietet Abbildung 2.3. Sämtliche in der Abbildung angeführten Baugrubensicherungen (abgesehen von der ungesicherten Böschung) können verankert, ausgesteift oder abgestützt ausgeführt werden.

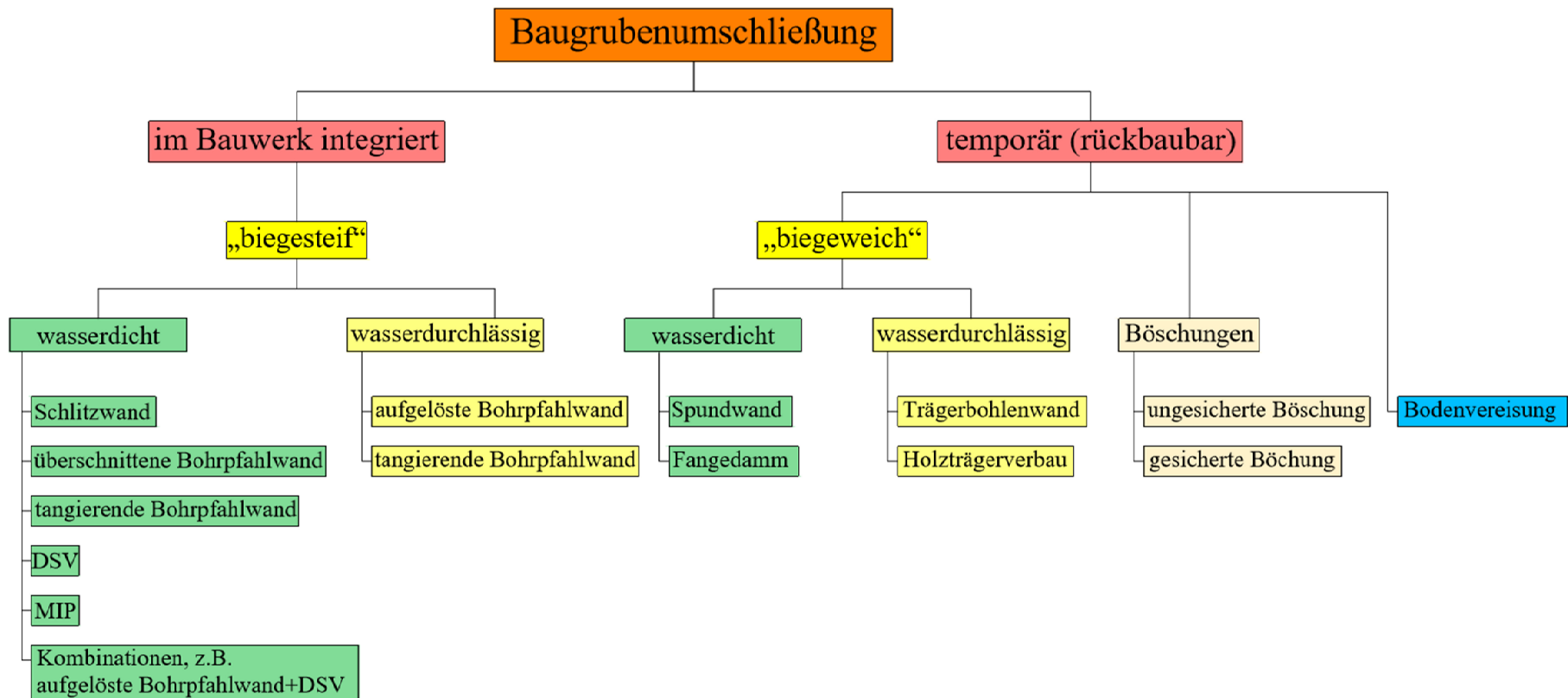


Abbildung 2.3: Systematik sowie Einteilung der Herstellungsverfahren für Baugrubenumschließungen, adaptiert nach [6]

2.3 Berechnung von Baugrubenumschließungen

Eine Berechnung von in den Boden einbindenden Stützkonstruktionen umfasst neben der Ermittlung der erforderlichen Einbindelänge und dem Nachweis, dass auftretende Biegemomente, Querkräfte etc. von der Baugrubenverbaukonstruktion aufgenommen werden können, auch die Bemessung von etwaigen Gurtungen und Ankerungen. Abgesehen davon bedarf es der Erbringung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit, welcher eine möglichst wirklichkeitsnahe Vorhersage der Verformungen miteinschließt [66].

Vertikale Baugrubenverbausysteme (Spundwände, Schlitzwände, Trägerbohlenwände etc.) werden im Allgemeinen als Durchlaufträger mit Zwischenstützungen ausgeführt. Stützungen können in Form von Ankern, Aussteifungen, Abstützungen etc. hergestellt werden. Für die Berechnung von Baugrubenumschließungen gibt es zwei unterschiedliche Arten von Berechnungsverfahren.

Eine Möglichkeit der Berechnung von Baugrubenwänden stellt die Verwendung eines Stabstatikmodells dar. Die Baugrubenwand wird dabei durch einen Einfeld-/Durchlaufträger modelliert, der durch einwirkende Erd- und Wasserdrücke belastet wird. Stützungen in Form von Ankern etc. werden je nach Federsteifigkeit als starre Auflager oder Federn modelliert. In vielen Fällen kann es als ausreichend gute Näherung angesehen werden, dass für die Berechnung von Auflagerreaktionen Zwischenaufleger als starre Lagerungen vereinfacht werden. Die Modellierung des in den Boden einbindenden Teils des Verbaukörpers, des Bodenauflegers, kann durch ein punktuelltes Auflager oder durch eine elastische Bettung erfolgen.[71]

Eine weitere Möglichkeit ist die Modellierung der herzustellenden Baugrube durch ein Finite Elemente Modell. Dabei werden durch geeignete Stoffmodelle die Materialeigenschaften von Boden und Verbauwand modelliert.

3. Berechnung von senkrechten Baugrubenumschließungen mit Stabwerksmodellen

Nach dem Entwurf und der Wahl einer entsprechenden Verbaukonstruktion (siehe Kapitel 2.2) kann die Baugrubenverbauwand anhand eines Stabwerksmodelles berechnet werden. Zunächst sind die auf die Verbauwand wirkenden Belastungen zu ermitteln. Im Wesentlichen gibt es folgende Arten von Belastungen [6]:

- **Erddruck** (siehe Kapitel 3.3 und 3.4) aus:
 - Bodeneigengewicht
 - großflächigen Auflasten
 - begrenzten Auflasten
 - Lasten benachbarter Bauwerke
- **Wasserdruck** (siehe Kapitel 3.5) infolge einer Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Grundwasserspiegel und dem Wasserspiegel innerhalb der Baugrube
- **Dynamische Belastungen** aus z.B. Erdbeben, Anprall etc. (auf diese Belastungen wird im Folgenden nicht eingegangen, es wird auf [84] verwiesen)

Bei der Berechnung von Baugrubenverbaukonstruktionen muss zwischen jenen Wandflächen unterschieden werden, auf welche der Erddruck als Belastung wirkt (= **aktive Seite**), und jener Wandseite, die durch den Boden gestützt wird (= **passive Seite**). Auf der aktiven Seite wirken Erddruckbeanspruchungen in der Größe des aktiven Erddruckes, Erdruhedruckes oder eines erhöhten aktiven Erddruckes (für weitere Ausführungen siehe Kapitel 3.3). Dem gegenüber steht die passive Verbauseite, die durch den mobilisierten Erdwiderstand belastet wird. Eine nähere Betrachtung der passiven Verbauseite erfolgt in Kapitel 3.4.

3.1 Erddruckformen

Je nach Größe der auftretenden Baugrubenwandverformungen kommt es zu unterschiedlich hohen Erddruckspannungen. Ein Überblick über die verschiedenen Erddruckformen im Verhältnis zur erforderlichen Wandverschiebung ist in Abbildung 3.1 zu finden. Der geringste mögliche Erddruck

wird als aktiver Erddruck E_a bezeichnet. Um diesen zu mobilisieren, bedarf es einer Bewegung der Baugrubenkonstruktion zur freien Seite hin bzw. vom Boden weg. Diese Situation tritt vor allem bei nachgiebigen und ungestützten Konstruktionen ein. Gibt es nahezu keine Bewegung der Verbaukonstruktion (nach ÖNORM B4434 [58]: wenn die Verschiebung max. 0,005% der Wandhöhe beträgt), wirkt der Erdruhedruck E_0 . Bewegt sich der Verbaukörper in Richtung des stützenden Bodens, kann bei ausreichend großen Verformungen der passive Erddruck E_p geweckt werden. Der passive Erddruck ist der größte mögliche Erddruck. Nach Erreichen dieses Grenzwertes geht der Boden in einen Bruchzustand über.

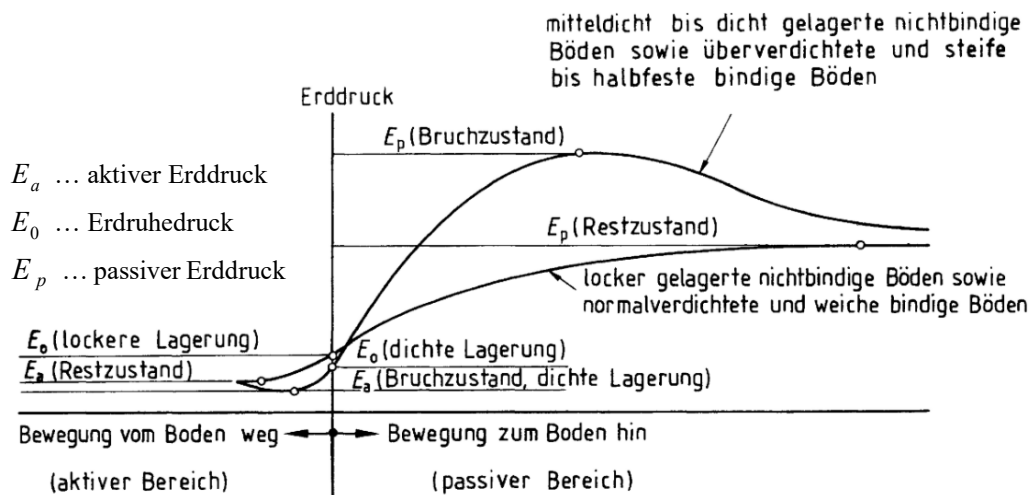


Abbildung 3.1: Erddruck in Abhängigkeit von der Größe und Richtung der Bewegung der Stützkonstruktion [58]

3.2 Bewegungen von Stützkonstruktionen

Neben der Größe der auftretenden Wandverformungen beeinflusst auch die sich einstellende Wandbewegungsart die Höhe des auftretenden Erddruckes. Je nach Steifigkeit und kinematischen Randbedingungen der Stützkonstruktion kommt es zu unterschiedlichen Wandbewegungsarten. Für die praktische Anwendung kann mit ausreichender Genauigkeit die Bewegung des Verbaukörpers anhand der in Abbildung 3.2 angeführten Grundformen oder durch deren Überlagerung beschrieben werden [58].

Tabelle 3.1: Verschiebungsgröße u_B für den Bruchzustand in % der Wandhöhe h [58]

Bewegungsart	aktiver Erddruck		passiver Erddruck	
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	lockere Lagerung	dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	0,4 - 0,5	0,1 - 0,2	30	10
Parallelverschiebung	0,2	0,05 - 0,1	10	5
Kopfpunktdrehung	0,8 - 1,0	0,2 - 0,5	15	5
Durchbiegung	0,4 - 0,5	0,1 - 0,2	-	-

In Tabelle 3.1 sind „Richtwerte für die zum Eintreten des Bruchzustandes mindestens erforderlichen Bewegungen des Stützbauwerkes für nichtbindige Böden“ [58] sowie für steife bis halbfeste Böden (für diese können die Werte der dichten Lagerung übernommen werden) in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart angeführt.

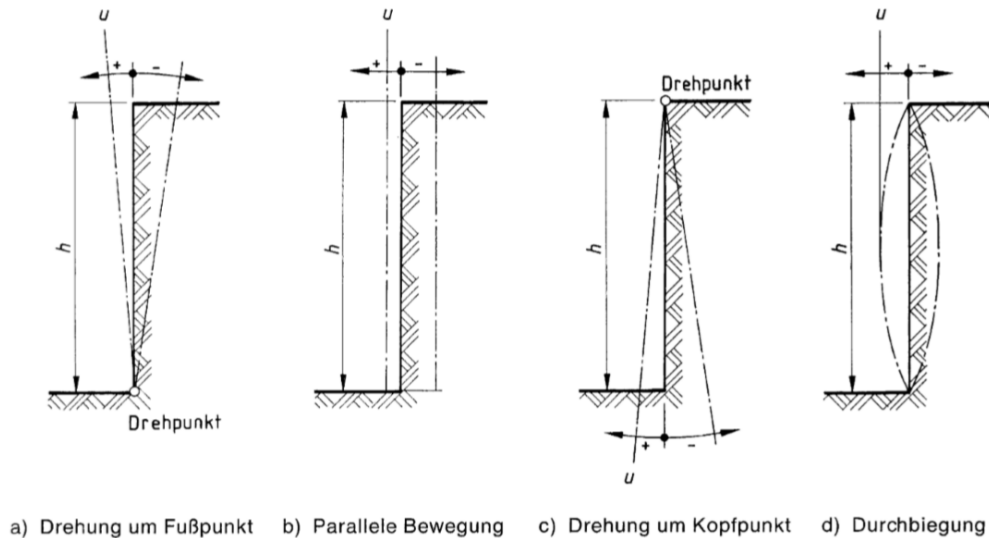


Abbildung 3.2: Grundformen der Wandbewegungsarten [58]

3.3 Erddruckbelastungen der aktiven Verbauseite

Die Erddruckbelastung der aktiven Verbauseite besteht, in Abhängigkeit von den Verformungseigenschaften der Verbauwandkonstruktion, aus dem aktiven Erddruck, dem Erdruhedruck oder einem erhöhten aktiven Erddruck.

3.3.1 Erdruhedruck

Wie dem in Abbildung 3.1 dargestellten Zusammenhang aus Erddruck und Wandbewegung zu entnehmen ist, tritt der Erdruhedruck nur dann auf, wenn keine oder nahezu keine Wandbewegung entsteht. Zur Beschreibung des Erdruhedruckes wird der Erdruhedruckbeiwert K_0 eingeführt, welcher das Verhältnis von wirkender Vertikalspannung σ_v zu wirkender Horizontalspannung σ_h beschreibt. Basierend auf durchgeführten Triaxialversuchen, bei denen der horizontale Zellendruck σ'_1 parallel zur Erhöhung des vertikalen Zellendruckes σ'_3 derart gesteigert wird, dass keine seitlichen Dehnungen auftreten, lässt sich anhand des gemessenen Verhältnisses aus σ'_3 zu σ'_1 ein Zusammenhang mit dem Reibungswinkel φ des anstehenden Bodens ableiten. Zur Beschreibung dieses Zusammenhanges hat sich die von *Jaky* [43] aufgestellte empirische Beziehung durchgesetzt:

$$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \sin(\varphi)\right) \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.1)$$

mit: K_0 ... Erdruhedruckbeiwert
 φ ... Reibungswinkel

Geht man von einer senkrechten Verbauwand und einer horizontalen Geländeoberfläche aus, so kann die Gleichung (3.1) näherungsweise wie folgt angegeben werden [43]:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (3.2)$$

In der von Jaky [43] angeführten Gleichung (3.1) wird der Einfluss der Kohäsion nicht berücksichtigt. Bis dato konnte nicht vollständig geklärt werden, inwieweit die Kohäsion des Bodens den Erdruchdruck herabsetzt. Durch die Überkonsolidierung von Böden ist es außerdem möglich, dass größere Erdruchdruckspannungen als nach Gleichung (3.2) auftreten (siehe auch Kapitel 3.7).

3.3.2 Aktiver Erddruck

Aktive Erddruckspannungen entstehen gemäß Abbildung 3.1, wenn sich der Verbaukörper vom Boden wegbewegt. Die Herleitung der rechnerischen Verfahren zur Erddruckermittlung basieren auf den Theorien von Rankine und Coulomb. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird in dieser Arbeit auf die genaue Herleitung der Berechnungsformeln verzichtet und auf [4] verwiesen.

Bei der Berechnung von Erddruckspannungen ist besonderes Augenmerk auf die in Abbildung 3.3 angeführte Vorzeichenkonvention bei der Erddruckberechnung zu legen.

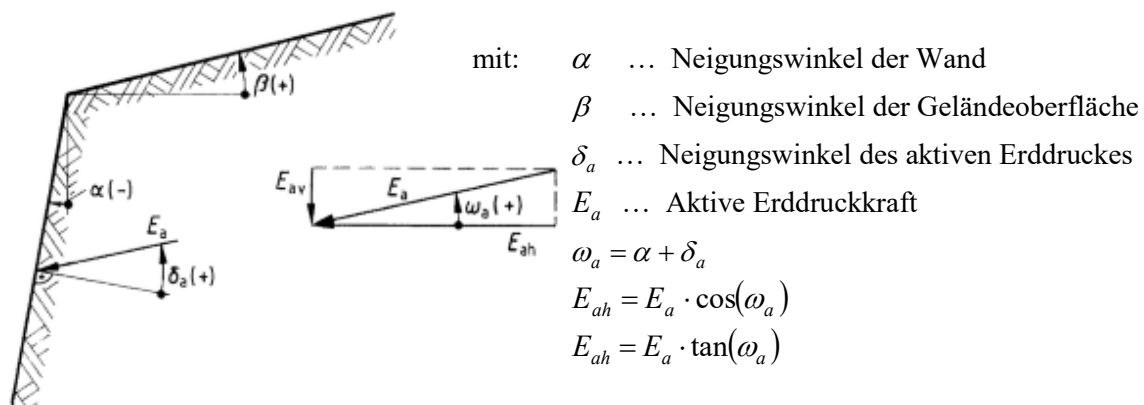


Abbildung 3.3: Vorzeichenregelung für die Berechnung des aktiven Erddruckes [58]

Die Berechnungsgleichungen der vertikalen und horizontalen Komponenten des aktiven Erddruckes lassen sich gemäß DIN 4085 [24] mit den Gleichungen (3.3) und (3.4) anschreiben:

$$e_{ah} = e_a \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \quad (3.3)$$

$$e_{av} = e_{ah} \cdot \tan(\delta_a - \alpha) \quad (3.4)$$

Aktive Erddruckspannungen werden in Abhängigkeit des aktiven Erddruckbeiwertes zur Berücksichtigung des Bodeneigengewichtes $K_{a\gamma h}$, des aktiven Erddruckbeiwertes zur

Berücksichtigung einer flächigen Auflast K_{aph} und des aktiven Erddruckbeiwertes zur Berücksichtigung der Kohäsion K_{ach} wie folgt berechnet [24]:

$$e_{ah} = \gamma' \cdot h \cdot K_{a\gamma h} + p \cdot K_{aph} - c \cdot K_{ach} \quad (3.5)$$

mit: γ'	...	Wichte des Bodens
p	...	flächige Auflast
c	...	Kohäsion des Bodens
$K_{a\gamma h}$, K_{aph} und K_{ach}	...	Horizontalkomponenten der aktiven Erddruckbeiwerte

Die Berechnung der in Gleichung (3.5) angeführten Horizontalkomponenten der Erddruckbeiwerte erfolgt anhand folgender Gleichungen:

Horizontalkomponente des Erddruckbeiwertes zur Berücksichtigung des Bodeneigengewichtes $K_{a\gamma h}$ [24]

$$K_{a\gamma h} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos(\alpha) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (3.6)$$

Horizontalkomponente des Erddruckbeiwertes zur Berücksichtigung einer flächigen Auflast K_{aph} [24]:

$$K_{aph} = K_{a\gamma h} \cdot \frac{\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (3.7)$$

Horizontalkomponente des Erddruckbeiwertes zur Berücksichtigung der Kohäsion K_{ach} [24]:

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)] \cdot \cos(\alpha)} \quad (3.8)$$

3.3.2.1 Mindesterddruck

Wie Gleichung (3.5) zu entnehmen ist, bewirkt eine vorhandene Kohäsion c eine Abminderung des aktiven Erddruckes. Bei ausreichender Kohäsion c können in der Nähe der Geländeoberfläche rechnerisch negative Erddruckspannungen entstehen. Diese rechnerischen Zugspannungen können theoretisch von der Kohäsion aufgenommen werden. Im Zuge der Berechnung der Erddruckspannungen werden diese jedoch nicht zum Ansatz gebracht, da ein Aufreißen der Zugzone und in weiterer Folge ein schlagartiger Verlust der Zugspannungen möglich sind. Nach ÖNORM B4434 [58] erfolgt zum Beispiel gemäß Gleichung (3.9) und Abbildung 3.4 der Ansatz eines Mindesterddruckes $\min e_{ah}$ mit:

$$\min e_{ah} = 0,20 \cdot \gamma' \quad (3.9)$$

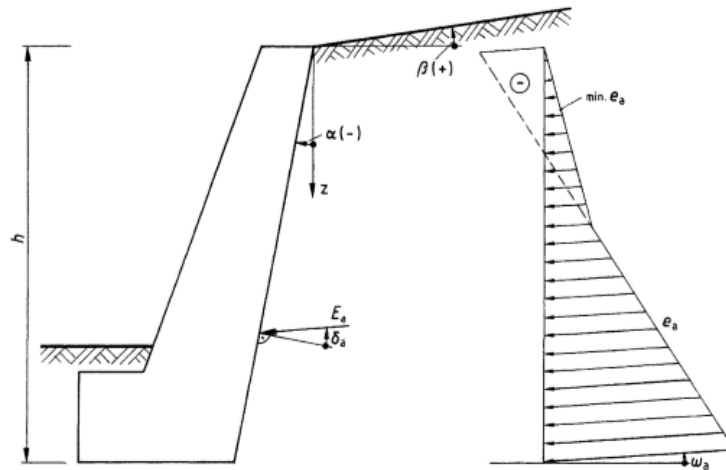


Abbildung 3.4: Ansatz des Mindesterdruddruckes nach ÖNORM B4434 [58]

3.3.2.2 Erddruck aus Bodeneigengewicht

Bei der Berechnung des Erddruckes aus dem Bodeneigengewicht muss zwischen einem homogenen Bodenaufbau (eine durchgehende Bodenschicht) und einem geschichteten Boden (mehrere unterschiedliche Bodenschichten) unterschieden werden.

3.3.2.2.1 Homogener Boden

Die aktiven Erddruckspannungen eines homogenen Bodens werden unter Verwendung von Gleichung (3.5) berechnet.

3.3.2.2.2 Geschichteter Boden

Liegt wie nach Abbildung 3.5 ein geschichteter Bodenaufbau vor, wird zunächst an jeder Schichtgrenze ($i/i+1$) die vorhandene vertikale Eigengewichtsspannung σ_z anhand von Gleichung (3.10) berechnet [46].

$$\sigma_{z(i/i+1)} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (3.10)$$

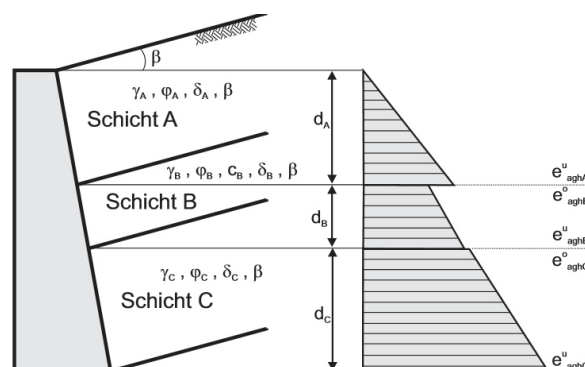


Abbildung 3.5: Erddruck bei oberflächenparallel geschichtetem Baugrund [46]

Unter Berücksichtigung der Kohäsion c erfolgt mithilfe der vertikalen Spannung $\sigma_{z(i/i+1)}$ die Berechnung der Erddruckspannung an den Schichtobergrenzen mit [46]:

$$e_{ag(i/i+1)}^o = K_{agi} \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i - K_{aci} \cdot c_i \quad (3.11)$$

und an den Schichtunterkanten mit [46]:

$$e_{ag(i/i+1)}^u = K_{ag(i+1)} \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i - K_{ac(i+1)} \cdot c_{(i+1)} \quad (3.12)$$

3.3.2.3 Erddruck infolge flächiger Auflast

Eine flächige Auflast der Größe p wird zur Vereinfachung der Berechnung in eine ideelle Bodenschicht mit der Stärke $h = p/\gamma$ und der Wichte γ des Bodens umgerechnet. Die so entstandene virtuelle Bodenschicht überlagert die Erddruckverteilung aus dem Bodeneigengewicht.

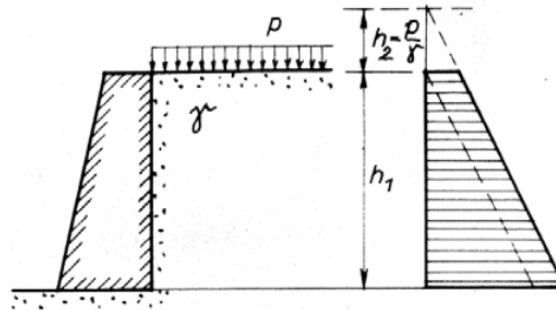


Abbildung 3.6: Erddruckverteilung zufolge infolge flächiger Auflast [58]

3.3.2.4 Erddruck infolge begrenzter Auflasten

Beim Vorhandensein von flächig begrenzten Auf-, Linien- oder Punktlasten hinter der Baugrubenverbaukonstruktion muss deren Einfluss auf die Lage der sich ausbildenden Gleitfläche untersucht werden. Kommt der Angriffspunkt der Auflast außerhalb des Gleitkeiles zu liegen, erzeugt die Auflast keine zusätzliche Erddruckkraft auf die Baugrubenverbaukonstruktion. Die Verteilung des Erddrucks aus Linien- oder Streifenlasten bei nicht gestützten oder nachgiebig gestützten Baugrubenverbaukonstruktionen ergibt sich nach Abbildung 3.7 unter Berücksichtigung des näherungsweise bestimmten Gleitflächenwinkels $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$.

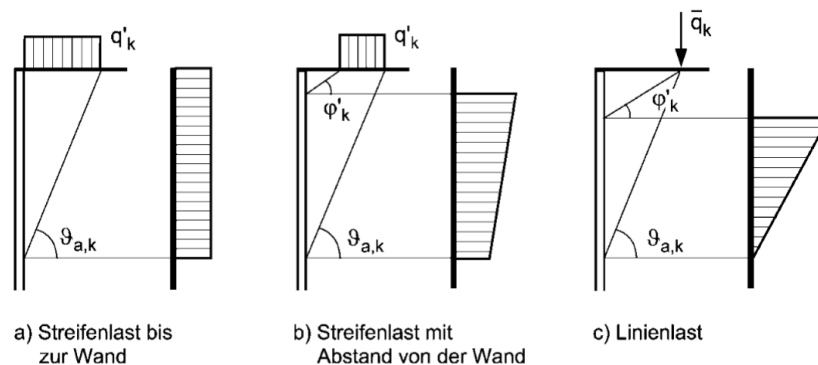


Abbildung 3.7: Lastfiguren für den Erddruck aus lotrechten Nutzlasten bei nicht oder nachgiebig gestützten Wänden nach [28]

Tabelle 3.2: Erddruckansatz in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Stützung nach [24]

<i>Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion</i>	<i>Konstruktion</i>	<i>Vorspannung auf die Stützkraft beim nächsten Aushubzustand</i>	<i>Erddruckansatz</i>
<i>nicht oder nachgiebig</i>	Wand ohne obere Stützung (Steifen, Anker) oder mit nachgiebiger Stützung (z.B.: Anker nicht oder nur gering vorgespannt)	-	nicht umgelagerter aktiver Erddruck
<i>wenig nachgiebig</i>	Steifen kraftschlüssig verkeilt -) bei Spundwänden -) bei Trägerbohlwänden Verpressanker	$\leq 30\%$ $\leq 60\%$ 80% ... 100%	umgelagerter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_{0h}$
<i>annähernd unnachgiebig</i>	Steifen -) bei mehrfach ausgesteiften Spundwänden, ausgesteiften Ortbeton- 30% wänden -) bei mehrfach ausgesteiften Trägerbohlwänden Verpressanker	30% 60% 100%	Erhöhter aktiver Erddruck in einfachen Fällen: $E'_{ah} = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_{0h}$ im Normalfall: $E'_{ah} = 0,50 \cdot E_{ah} + 0,50 \cdot E_{0h}$ im Ausnahmefall: $E'_{ah} = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{0h}$
<i>unnachgiebig</i>	Wände, die für einen abgeminderten oder für den vollen Erdruchdruck bemessen wurden und deren Stützungen entsprechend vorgespannt sind. Wenn Anker zusätzlich in einer unnachgiebigen Felsschicht verankert sind oder wesentlich länger sind als rechnerisch erforderlich Steifen Anker	100% 100%	erhöhter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen bis Erdruchdruck

3.3.3 Erddruckansätze

Wie bereits in Kapitel 3.1 erwähnt, ist die Erddruckbeanspruchung abhängig von der Größe der Wandbewegung [24],[58]. Bei der Erddruckermittlung müssen daher die zulässige Art und Größe der Verformungen und Bewegungen berücksichtigt werden. Bei verformungsarmen Stützbauwerken, bei denen die auftretenden Verformungen nicht ausreichen, um aktive Erddruckspannungen zu mobilisieren, müssen höhere als die aktiven Erddruckspannungen berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang ist von einem erhöhten aktiven Erddruck die Rede. In Ausnahmefällen ist die Berücksichtigung des Erdruhedruckes erforderlich. Je nach Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion und Vorspannung von Stützen, Ankern etc. können zum Beispiel nach Tabelle 3.2 unterschiedliche Abstufungen des Erddruckes berücksichtigt werden.

3.3.4 Erddruckumlagerung

Von der klassischen Erddruckverteilung in Form des aktiven oder erhöhten aktiven Erddruckes kann im Allgemeinen nur bei ungestützten und ausreichend biegeweichen Baugrubenwänden ausgegangen werden. Liegen jedoch mehrfach gestützte (verankerte oder ausgesteifte) Baugrubenwände vor, ist mit einer Erddruckumlagerung zu rechnen. [71]

Durch das Vorspannen von Ankern oder den Einbau von Aussteifungen werden in die Verbaukonstruktion zusätzlich Kräfte und Verformungen eingeleitet. Dies führt zu einer Konzentration der Erddruckspannungen im Bereich der Abstützungen. In den Bereichen zwischen den Abstützungen kommt es folglich zu einer Entlastung der Baugrubenverbauwand.

Zur Abbildung einer Erddruckumlagerung bei gestützten Baugrubenverbaukonstruktionen sind zwei Verfahrenstypen möglich:

- **Indirekte Erddruckumlagerung**

Im Zuge der Berechnung der Baugrubenwand wird eine linear mit der Tiefe ansteigende Erddruckspannung oder eine einfache Erddruckumlagerung in Form einer Rechteckfigur berücksichtigt. Im Anschluss erfolgt eine Abminderung des Maximalmomentes bzw. eine Erhöhung der Stützkraft.

- **Direkte Erfassung der Erddruckumlagerung**

Es erfolgt die Annahme einer empirischen, vor allem auf Messungen beruhenden wirklichkeitsnahen Erddruckfigur.

Besonderen Einfluss auf die sich einstellende Erddruckumlagerung üben laut EAB [28] folgende Punkte:

- Art der Baugrubenwand bzw. der Ausfachung und die Einbringmethode
- Biegefestigkeit der Baugrubenwand
- Anzahl und Anordnung der Steifen bzw. Anker

- Größe des jeweiligen Aushubabschnittes vor dem Einbau der Steifen bzw. Anker
- Vorspannung der Steifen bzw. Anker
- Oberflächengestaltung des Geländes
- Art und Schichtung des anstehenden Bodens

Aufgrund der Vielzahl von Einflussparameter kann die tatsächlich auftretende Erddruckverteilung nur näherungsweise ermittelt werden. Aus diesem Grund werden für die Berechnung von Baugrubenwandkonstruktionen vereinfachte Spannungsverteilungen verwendet. Die der Berechnung der Baugrubenwand zu Grunde gelegten Spannungsverteilungen richten sich nach der Anzahl und Anordnung von Verankerungen, Aussteifungen, Abstützungen etc. So sind in der Literatur sowie in Berechnungsvorschriften zahlreiche Erddruckumlagerungsmöglichkeiten angeführt. Die EAB [28] führt in diesem Zusammenhang die in den Abbildungen 3.8 bis 3.10 dargestellten Erddruckumlagerungsmöglichkeiten an.

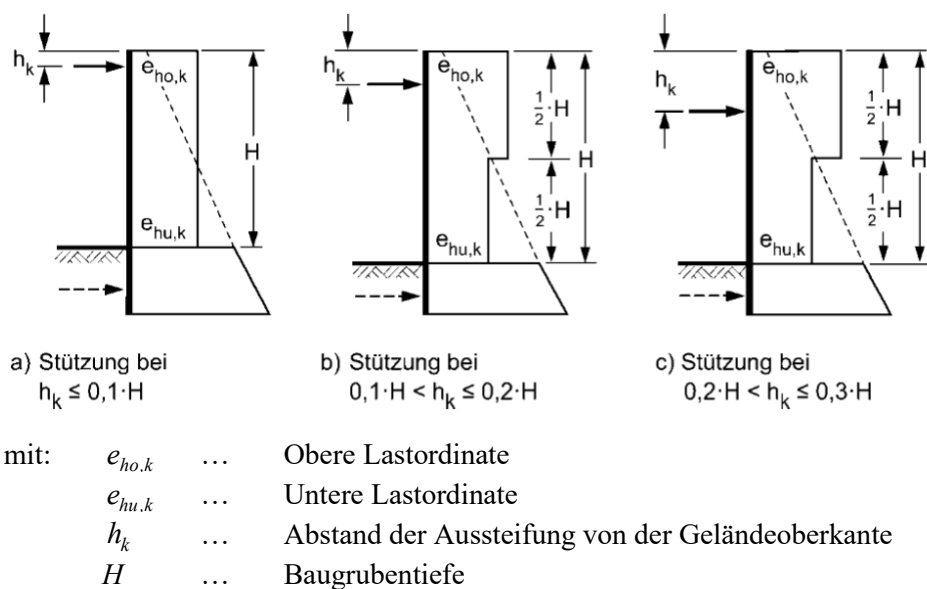


Abbildung 3.8: Lastfigur für einfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28]

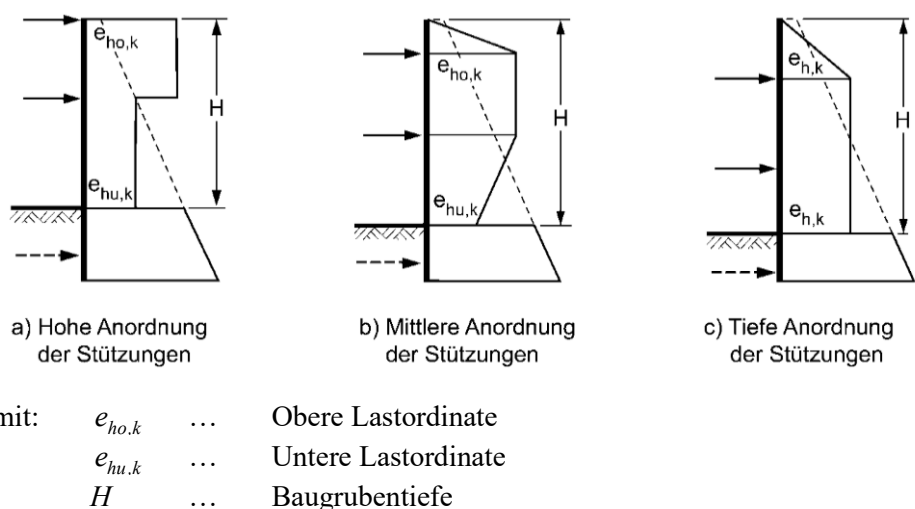


Abbildung 3.9: Lastfigur für zweifach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28]

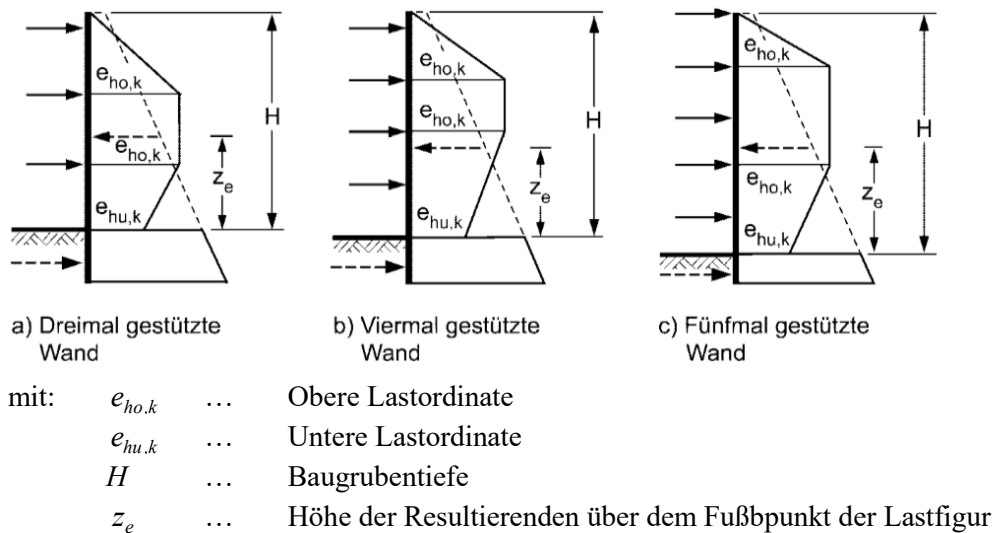


Abbildung 3.10: Lastfigur für dreifach oder mehrfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28]

3.4 Auflagerung von Baugrubenwänden im Untergrund (Erdwiderstand)

Die mechanische Modellierung des Bodenaufagers lässt sich in zwei unterschiedliche Gruppen unterteilen. Einerseits ist es möglich, das Bodenauflager durch ein punktuelltes Auflager (Abbildung 3.11a) zu vereinfachen, andererseits kann das Bodenauflager mittels eines elastisch gebetteten Systems (Abbildung 3.11b) modelliert werden [71]. Die elastische Bettung des Bodenaufagers ist mit der Einführung eines weiteren Modellparameters, dem Bettungsmodul k_{sh} , verbunden.

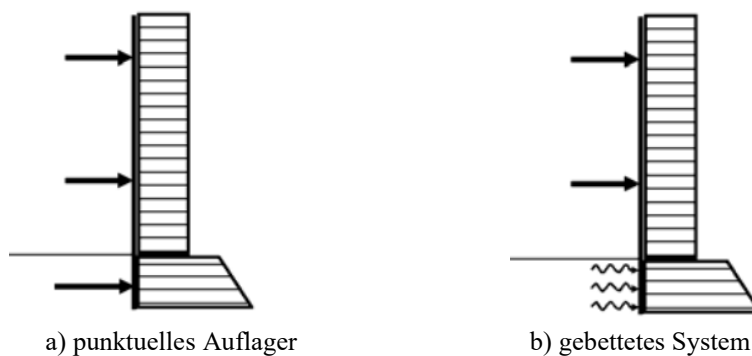


Abbildung 3.11: Möglichkeiten zur Modellierung des Erdaufagers [71]

Um eine Stützwirkung des anstehenden Bodens im Bereich des Bodenaufagers zu mobilisieren, ist eine Verschiebung der Baugrubenwand gegen das Erdreich erforderlich. Durch die Bewegung der Baugrubenwand wird der passive Erddruck mobilisiert (siehe Abbildung 3.1). Die Größe des mobilisierten passiven Erddruckes reicht vom Erdruchdruck E_0 (= keine bzw. nahezu keine Wandverformung) bis zum maximal mobilisierbaren passiven Erddruck $E_{p,max}$. Je nach Größe der Wandverschiebung wird ein entsprechender Anteil des passiven Erddruckes mobilisiert. Wird der

maximale passive Erddruck $E_{p,max}$ überschritten, geht der Boden in den Bruchzustand über. Die Herleitung der Berechnungsformeln für den maximalen passiven Erddruck basiert auf den Theorien von Coulomb und Rankine. Gemäß DIN 4085 [24] erfolgt die Berechnung des passiven Erddruckes allgemein nach Gleichung (3.13). Die Erddruckbeiwerte werden nach den Gleichungen (3.14) bis (3.16) unter der Annahme von ebenen Gleitflächen bestimmt. Liegen Reibungswinkel von mehr als 35° vor, muss die Bestimmung der passiven Erddruckbeiwerte anhand von gekrümmten Gleitflächen erfolgen [24].

$$e_{ph} = \gamma' \cdot h \cdot K_{a\gamma h} + p \cdot K_{aph} - c \cdot K_{ach} \quad (3.13)$$

mit:

γ'	...	Wichte des Bodens
p	...	flächige Auflast
c	...	Kohäsion des Bodens
$K_{p\gamma h}$, K_{pph} und K_{pch}	...	Horizontalkomponenten der passiven Erddruckbeiwerte

Die Berechnung der in Gleichung (3.13) angeführten Horizontalkomponenten der Erddruckbeiwerte erfolgt anhand folgender Gleichungen:

Horizontaler passiver Erddruckbeiwert zur Berücksichtigung des Bodeneigengewichtes $K_{p\gamma h}$ [58]:

$$K_{p\gamma h} = \left\{ \frac{\cos(\varphi + c)}{\cos(\alpha) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_p) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(-\delta_p - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]} \right\}^2 \quad (3.14)$$

horizontaler passiver Erddruckbeiwert zur Berücksichtigung der Kohäsion K_{pch} [58]:

$$K_{pch} = \frac{2 \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha) \cdot \left[1 - \sin(\varphi - \delta_p - \alpha + \beta) \right]} \quad (3.15)$$

Horizontaler passiver Erddruckbeiwert zur Berücksichtigung einer großflächiger Auflast K_{pph} [58]:

$$K_{pph} = K_{p\gamma h} \cdot \frac{\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (3.16)$$

Bei den angeführten Gleichungen gilt die Vorzeichenkonvention von Abbildung 3.12.

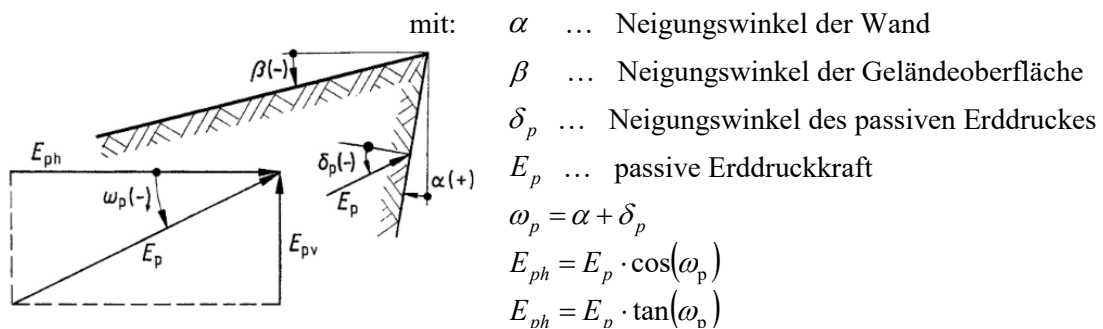
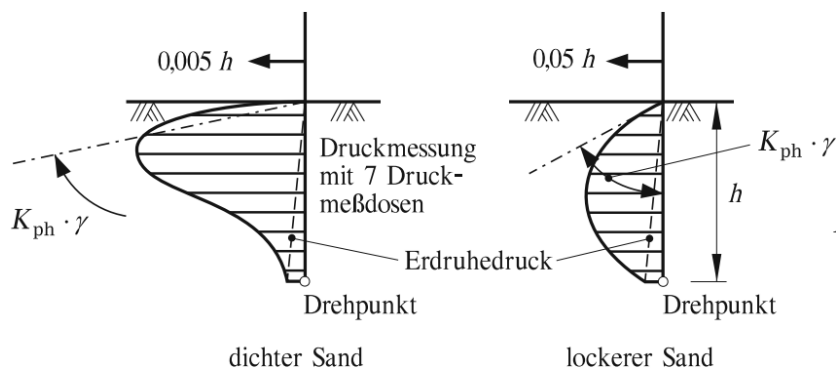


Abbildung 3.12: Vorzeichenregelung für die Berechnung des passiven Erddruckes [58]

3.4.1 Erdaufleger mittels punktueller Auflagerung

Die Verwendung eines punktuellen Erdauflegers hat eine lange Tradition und ist auch noch heute weit verbreitet. Im Lauf der Zeit entwickelten sich dafür zahlreiche Berechnungsverfahren. Das im deutschsprachigen Raum am häufigsten verwendete ist das rechnerische und graphische Verfahren am Ersatzbalken nach *Blum* [16], auf welches in Kapitel 5.1 näher eingegangen wird.

Bei der Idealisierung des Erdauflegers als punktuelle Stützung wird zwischen der freien (frei drehbaren) Auflagerung der sich bei zunehmender Einbindung der Verbauwand in den Boden einstellenden teilweisen Einspannung und der sich bei ausreichender Einbindung ausbildenden Volleinspannung unterschieden. Von einer Volleinspannung wird dann ausgegangen, wenn sich am Spundwandfuß aufgrund der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen eine vertikale Tangente der Biegelinie einstellt. Bei punktueller Erdauflagerung wird stark abweichend von der Realität angenommen, dass die erforderlichen Erdwiderstandsspannungen ohne Verformungen des anstehenden Bodens mobilisiert werden. Die bei einer Berechnung mittels punktueller Auflagerung auftretenden Verformungen resultieren somit ausschließlich aus den Verformungen des Wandmaterials bzw. Wandprofils. [71]

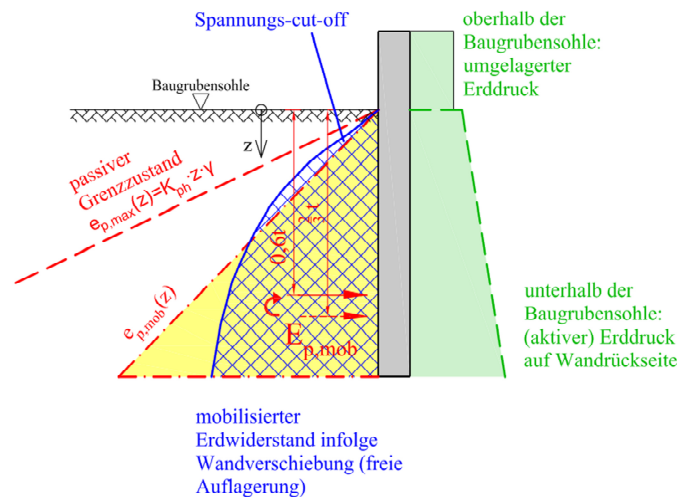


mit: h ... Einbindetiefe; γ ... Wichte des Bodens; K_{ph} ... passive Erddruckbeiwert

Abbildung 3.13: Mobilisierte Erddruckspannungen im Bereich des Wandfußes bei Drehung um den Fußpunkt nach Rowe [63]

Für die Modellierung eines punktuellen Auflagers mit einer in der Tiefe konzentrierten Fußauflagerkraft sind die von Rowe [63] durchgeführten kleinmaßstäblichen Versuche hilfreich. Die in Abbildung 3.13 abgebildeten Verläufe der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen im Boden bieten einen guten Überblick über deren Verteilung im Erdauflegerbereich. Wie in Abbildung 3.13 ersichtlich ist, wird bei einer Drehung der Spundwand um den Spundwandfuß die Erdwiderstandsspannungen im oberflächennahen Bereich stärker mobilisiert als im Fußbereich des Baugrubenverbau. Aus dieser Beobachtung kann geschlossen werden, dass eine Berücksichtigung der Resultierenden des mobilisierten Erdwiderstandes bei freier Auflagerung nicht im unteren Drittelpunkt erfolgen kann (siehe Abbildung 3.14), sondern etwa nur in einer Tiefe von $0,6t$ (t = Einbindetiefe) [71]. Entgegen der in der Realität vorhandenen Spannungsverteilung im

Bodenauflagerbereich wird zur einfacheren Handhabung im ersten Berechnungsschritt oft eine lineare Spannungsverteilung des aktiven und passiven Erddruckes angenommen. Diese Vereinfachung verwendete auch *Blum* zur Herleitung seiner Berechnungstheorie am Ersatzbalken [17].



Legende:

K_{ph} ...	passiver Erddruckbeiwert	$e_{p,mob}(z)$...	mob. passive Erddruckspannung
γ ...	Wichte des Bodens		in Abhängigkeit der Tiefe z
$E_{p,mob}$...	Resultierende mob. passive Erddruckkraft	$e_{p,max}(z)$...	max. passive Erddruckspannung
			in Abhängigkeit der Tiefe z

Abbildung 3.14: Bodenreaktionsspannung im Erdauflagerbereich adaptiert nach [70]

Um einen Überblick über die Einspannungsverhältnisse und Lagerungsbedingungen des Erdauflagers in Abhängigkeit von der Einbindetiefe zu erhalten, werden anhand von fünf Beispielen die wesentlichen mechanischen Lagerungsmöglichkeiten einer unverankerten oder einfach verankerten Baugrubenwand erläutert. Folglich werden die Verhältnisse t/H (t ... Einbindetiefe der Baugruben; H ... Baugrubentiefe) ermittelt, um die Wirkungsweise der Einbindetiefe zu veranschaulichen und um in weiterer Folge eine erste Abschätzung der erforderlichen Einbindetiefe zu ermöglichen. Zur Vereinfachung werden einerseits eine vertikale Baugrubenwand ($\alpha = 0$), ein horizontales Gelände ($\beta = 0$) und ein homogener nichtbindiger Boden, andererseits eine linearisierte Spannungsverteilung (= die Vereinfachung der Erddruckverläufe im Spundwandfuß als linear ansteigender Erddruck; siehe Abbildung 3.14) sowie die Idealisierung des Verbaukörpers als glatter Bauteil angenommen. Dabei bedeutet „glatt“, dass der Wandreibungswinkel den Wert Null annimmt. Weiters werden vertikale Kräfte (Wandreibung $\delta = 0$, Ankerkräfte wirken idealisiert nur horizontal) und hydrostatische Drücke bei der Berechnung vernachlässigt.

3.4.1.1 Die glatte, starre, einfach verankerte, im Boden frei aufgelagerte Wand $t = t_{min}$

Die in Abbildung 3.15 dargestellte Baugrubenwand lässt sich zu einem Zweifeldträger vereinfachen, wodurch unter der Berücksichtigung von $C = 0$ ein statisch bestimmtes System vorliegt. Damit ist es möglich, aus den Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M_c = 0$ eine mindestens erforderliche Einbindetiefe t_{min} zu berechnen. Für alle anderen Tiefen, die geringer als t_{min} sind, tritt Versagen ein. [6]

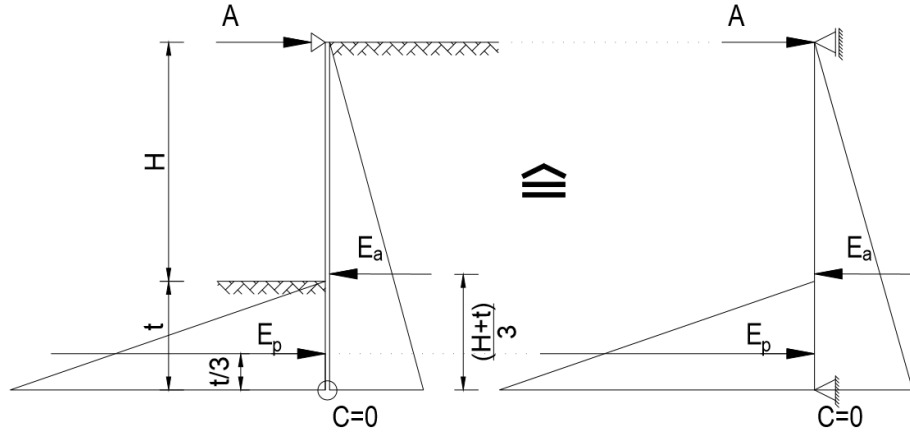


Abbildung 3.15: Glatte, starre, oben verankerte Wand, Erdaufleger frei beweglich gelagert, adaptiert nach [6]

Im Zuge der Herleitung der Mindesteinbindetiefe t_{min} werden folgende Größen benötigt:

- Beanspruchungen
 - E_a ... aktive Erddruckkraft [kN]
 - e_a ... aktiver Erddruck [kN/m²]
- Widerstände
 - E_p ... passive Erddruckkraft [kN]
 - e_p ... passiver Erddruck [kN/m²]
 - A ... Auflagerreaktion aus einem Anker oder einer Aussteifung [m²]
- Bodenkennwerte
 - φ ... Reibungswinkel [°]

Das horizontale Kräftegleichgewicht des in Abbildung 3.15 dargestellten statischen Systems folgt zu:

$$\Sigma H = 0 : E_a - A - E_p = 0 \quad (3.17)$$

Für die einwirkenden Momente im Punkt C gilt:

$$\Sigma M_c = 0 : E_a \cdot \frac{1}{3} \cdot (H+t) - E_p \cdot \frac{t}{3} - A \cdot (H+t) = 0 \quad (3.18)$$

Um die Abhängigkeit der Gleichung (3.17) von der Ankerkraft A zu eliminieren, wird die Gleichung (3.18) in (3.17) eingesetzt. Dies führt zu folgendem Zusammenhang:

$$E_a \cdot (H+t) - E_p \cdot t = 3 \cdot (E_a - E_p) \cdot (H+t) \quad (3.19)$$

Die daraus resultierenden aktiven und passiven Erddruckkräfte lassen sich mithilfe der Variable N_φ (Definition siehe Gleichung (3.22)) wie folgt darstellen:

$$E_a = \frac{1}{N_\varphi} \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H + t)^2 \quad (3.20)$$

$$E_p = N_\varphi \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot t^2 \quad (3.21)$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.22)$$

Dividiert man Gleichung (3.19) durch E_p und vereinfacht man die sich ergebende Gleichung mithilfe der Variable N_φ , so ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{1}{N_\varphi^2} \cdot (H + t^3) - t^3 = 1,5 \cdot H \cdot t^2 \quad (3.23)$$

Um eine Abhängigkeit des Verhältnisses „Baugrubentiefe H zu Einbindetiefe t “ in der Berechnung zu berücksichtigen, wird die Gleichung (3.23) mit $x = t/H$ substituiert.

$$\frac{1}{N_\varphi^2} \cdot (1 + x^3) - x^3 - 1,5 \cdot x^2 = 0 \quad \text{mit} \quad x = \frac{t}{H} \quad (3.24)$$

Nach Auswertung der Gleichung (3.24) für unterschiedliche Reibungswinkel φ ergeben sich die Verhältnisse von t_{min}/H gemäß Tabelle 3.3.

Tabelle 3.3: Verhältnis t_{min}/H in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6]

$\varphi [^\circ]$	25	30	35	40
t_{min}/H	0,55	0,40	0,30	0,23

3.4.1.2 Die glatte, elastische, einfach verankerte, teilweise in den Boden eingespannte Wand $t_{min} < t < t_{eingespannt}$

Unter einer elastischen Wand versteht man die Berücksichtigung von Verbauwandverformungen im Zuge der Berechnung. Bis zu einer Einbindelänge von t_{min} verhält sich die elastische Baugrubenwand identisch zu einer starren Baugrubenwand. Wird die Baugrubenwand mit einer Länge größer t_{min} und kleiner $t_{eingespannt}$ in das anstehende Erdreich eingebunden, bildet sich eine teilweise Einspannung aus. Aus der sich ausbildenden teilweisen Einspannung resultiert eine (unbekannte) Ersatzauflagerkraft $C \neq 0$, wodurch sich ein statisch unbestimmtes System ergibt. Eine Berechnung der Schnittgrößen kann somit nur unter Berücksichtigung einer Formänderungsbedingung erfolgen, woraus zu folgern ist, dass die Wand verformbar (elastisch) sein muss. Die sich ergebenden Schnittgrößenverläufe (Verformungen und Biegemomente) der Baugrubenwand sind qualitativ in der Abbildung 3.16 dargestellt. [6]

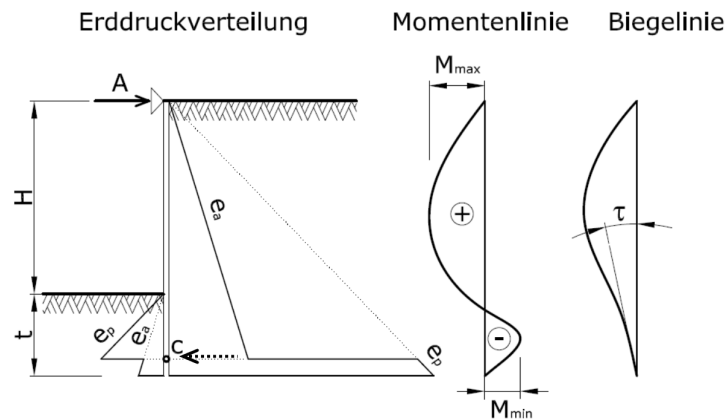


Abbildung 3.16: Glatte, elastische, einfach verankerte, teilweise in den Boden eingespannte Wand

$$t_{\min} < t < t_{\text{eingespannt}} [6]$$

3.4.1.3 Die glatte, elastische, einfach verankerte, voll im Boden eingespannte Wand $t = t_{\text{eingespannt}}$

Bei einer Einbindung der Wand von $t_{\min} < t < t_{\text{eingespannt}}$ in den anstehenden Boden kommt es im Fußbereich (siehe Abbildung 3.16) zu einer Verdrehung der Verbauwand um den Winkel τ . Dies bewirkt auf der aktiven Seite der Verbauwand die Mobilisierung eines Erdwiderstandes. Die angenommene Erddruckverteilung sowie die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen sind in Abbildung 3.16 angeführt. Als gedachter Drehpunkt der Verbauwand wird der Punkt C angenommen. Da der Erdwiderstand nur auf einer verhältnismäßig geringen Länge der aktiven Verbauseite wirkt, kann der mobilisierte Erdwiderstand vereinfachend als eine konzentrierte Ersatzauflagerkraft C im theoretischen Drehpunkt C angenommen werden (siehe Abbildung 3.17). [6]

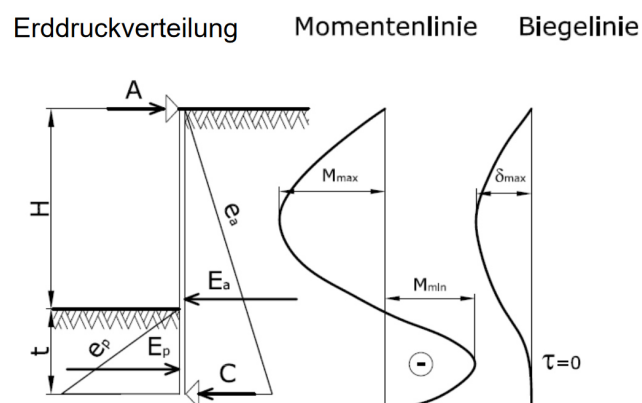


Abbildung 3.17: Glatte, elastische, einfach verankerte, voll im Boden eingespannte Wand

$$t = t_{\text{eingespannt}} [6]$$

Aus der teilweisen Einspannung resultiert nach Abbildung 3.16 eine Verdrehung der Verbauwand um den Winkel τ . Durch eine Steigerung der Einbindelänge verringert sich die Verdrehung τ , bis schlussendlich der Winkel 0° erreicht wird. Die sich dadurch bildende vertikale Endtangente der Biegelinie deutet auf eine Volleinspannung der Verbauwand im Boden hin

(Einbindetiefe $t = t_{\text{eingespannt}}$). Durch die sich ausbildende Volleinspannung der Baugrubenwand entsteht ein einfach statisch unbestimmtes System. Eine Berechnung der Einbindelänge $t_{\text{eingespannt}}$ erfolgt über die Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M_c = 0$ und $\Sigma H = 0$ sowie durch die Formulierung der Verformungsbedingungen $\tau = 0^\circ$. Werden die angeführten Verformungs- und Gleichgewichtsbedingungen nach dem Verhältnis t/H in Abhängigkeit unterschiedlicher Reibungswinkel φ aufgelöst, ergeben sich die in Tabelle 3.4 angeführten Verhältnisse für t/H . [6]

Tabelle 3.4: Verhältnis $t_{\text{eingespannt}}/H$ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6]

$\varphi [^\circ]$	25	30	35	40
t_{min}/H	0,85	0,65	0,51	0,40

3.4.1.4 Die glatte, elastische, unverankerte, voll in den Boden eingespannte Wand $t = t_{\text{unverankert}}$

Wird die Einbindelänge t weiter erhöht, folgt aus rein statischer Überlegung, dass mit zunehmender Einbindelänge t die Ankerkraft A stetig abnehmen muss. Daraus lässt sich schließen, dass es eine Tiefe t geben muss, bei der die Ankerkraft A den Wert Null annimmt. Somit liegt statisch betrachtet ein einseitig eingespannter Balken (= ein statisch bestimmtes System) vor. Die erforderliche Einbindelänge $t_{\text{unverankert}}$ kann somit anhand der beiden Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M_c = 0$ berechnet werden. Nach Auflösung der Gleichgewichtsbedingung nach $t_{\text{unverankert}}/H$ für unterschiedliche Reibungswinkel folgen die in Tabelle 3.5 dargestellten Verhältnisse $t_{\text{unverankert}}/H$ für verschiedene Reibungswinkel φ . [6]

Die aus der Rammtiefe $t_{\text{unverankert}}$ resultierenden Momenten- und Biegelinien sind in Abbildung 3.18 qualitativ dargestellt. Die Verschiebung am oberen Ende der Wand darf nicht wie bei der Biegelinie a) aufgetragen werden. Aufgrund der fehlenden Widerstandskraft ($A = 0$) muss diese von der Senkrechten nach links aufgetragen werden (Biegelinie b). Am unteren Ende der Wand stellt sich wie bereits im Falle der einfach verankerten im Boden eingespannten Wand eine vertikale Wanddanttangente ein. [6]

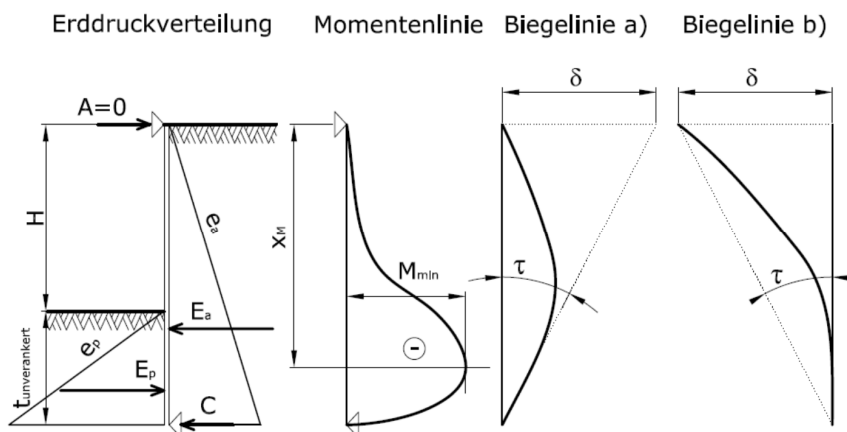


Abbildung 3.18: Glatte, elastische, unverankerte, voll in den Boden eingespannte Wand

$$t = t_{\text{unverankert}} [6]$$

Tabelle 3.5: Verhältnis $t_{unverankert} / H$ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6]

$\varphi [^\circ]$	25	30	35	40
t_{min} / H	1,22	0,93	0,72	0,57

3.4.1.5 Die glatte, elastisch, nachgiebig verankerte, voll in den Boden eingespannte Wand

$t_{eingespannt} < t < t_{unverankert}$

Ist die Einbindelänge einer Baugrubenwand kleiner als $t_{unverankert}$, aber größer als $t_{eingespannt}$, entsteht eine nachgiebig verankerte Konstruktion. Die entstehende Ankerkraft A ist daher auf jeden Fall größer als null, jedoch kleiner als bei einer eingespannten Wand mit $t = t_{eingespannt}$. Die sich einstellende Wanddrtangente ist senkrecht und die dabei entstehende Verschiebung am oberen Ende der Wand kleiner als im Fall $t = t_{unverankert}$. Aufgrund der Einspannung im Spundwandfuß und der wirkenden Ankerkraft A liegt ein einfach statisch unbestimmtes System vor. [6]

3.4.2 Erdaufleger mittels einer elastischen Bettung – Bettungsmodulverfahren

3.4.2.1 Theorie des Bettungsmodulverfahrens

Die Idee einer elastischen Bettung beruht auf einem Bodenmodell, das aus voneinander unabhängigen Federn gleicher Kraft-Weg-Charakteristik besteht (siehe Abbildung 3.19). Eine elastische Bettung des Bodenauflegers stellt somit eine flächige Federung dar, welche durch den Modellparameter k_{sh} beschrieben wird. Der Bettungsmodul k_{sh} stellt – wie das in der Mechanik bekannte Federgesetz – einen proportionalen Zusammenhang zwischen der Verformung $u(z)$ und der aufgetrachten Spannung $\sigma(z)$ dar. Im Fall des Bettungsmoduls spricht man von einem Verhältnis von mobilisierter Bodenspannung zu induzierter Verformung. [44]

$$k_{sh}(z) = \frac{\sigma(z)}{u(z)} \quad (3.25)$$

mit:

z	...	Laufvariable der Tiefe unterhalb der Baugrubensohle
$\sigma(z)$	...	mobilisierte Bettungsspannung
$u(z)$	...	Verschiebung

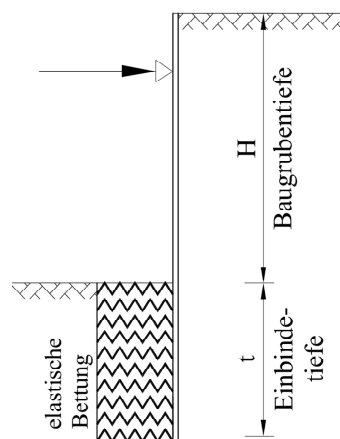


Abbildung 3.19: Erdaufleger mittels elastischer Bettung

Wird analog zum elastisch gebetteten Einzelstab (siehe Abbildung 3.20) die klassische Balkentheorie auf eine Baugrubenwand angewendet, so können Verschiebungen anhand der in der Baustatik bekannten Differenzialgleichung für Biegebalken abgeleitet werden [44]. Dafür bedarf es jedoch der vereinfachten Annahme, dass der anstehende Boden mittels eines ideal linear elastischen Materialverhaltens beschrieben wird.

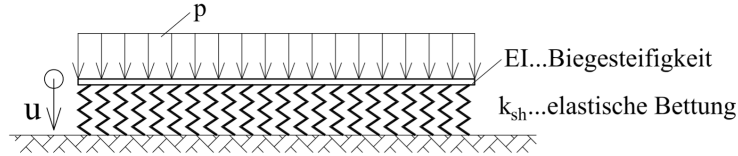


Abbildung 3.20: Bodenmodell des Bettungsmodulverfahrens

Für einen Biegebalken mit der Biegesteifigkeit EI wird die Biegelinie durch die folgende Differentialgleichung beschrieben [44]:

$$u'' = -\frac{M}{EI} \quad (3.26)$$

Dabei entspricht M dem Biegemoment. Durch die Differentiation der Gleichung (3.26) ergibt sich nach Gleichung (3.27) die Querkraft Q . Nach weiterer Ableitung folgt die Gesamtbelastung des Balkens $q(z)$ [44].

$$Q = \frac{dM}{dz} = -EI \cdot u''' \quad (3.27)$$

$$q(z) = \frac{dQ}{dz} = \frac{d^2M}{dz^2} = -EI \cdot \frac{d^4u}{dz^4} \quad (3.28)$$

$$-EI \cdot \frac{d^4u(z)}{dz^4} = q(z) \quad (3.29)$$

Unter der Berücksichtigung, dass die mobilisierte Bettungsspannung $\sigma(z)$ den Belastungen des Balkens entgegenwirkt, kann die Gleichung (3.29) um den Term $\sigma(z)$ adaptiert werden [44].

$$EI \cdot \frac{d^4u(z)}{dz^4} = p(z) - \sigma(z) \quad (3.30)$$

mit: $q(z) = -p(z) + \sigma(z)$

Nach Einsetzen der Bettungsmoduldefinition nach Gleichung (3.25) in (3.30) ergibt sich folgender Zusammenhang [44]:

$$EI \cdot \frac{d^4u(z)}{dz^4} = p(z) - k_{sh}(z) \cdot u(z) \quad (3.31)$$

Bei der Berechnung einer Baugrubenumschließung entspricht die Bettungsspannung $\sigma(z)$ der mobilisierten Erdwiderstandsspannung e_{ph} . Der Bettungsmodul ergibt sich nach Gleichsetzen der Gleichungen (3.30) und (3.31) zu [44]:

$$k_{sh}(z) = \frac{e_{ph}(z)}{u(z)} \quad (3.32)$$

Die Lösung der Gleichung (3.31) ist für einfache Randbedingungen analytisch möglich. Aus den analytischen Lösungen geht hervor, dass der Bettungsmodul in Verformungsberechnungen mit $k_{sh}^{3/4}$ und in die Bestimmung des Biegemomentes mit $k_{sh}^{1/4}$ eingeht [5]. Ein fehlerhafter Bettungsmodulansatz wirkt sich somit besonders auf die Verformungen der Baugrubenwand aus, wogegen der Einfluss des Bettungsmoduls auf die Größe des Biegemomentes deutlich geringer ist. Durch die Annahme eines linear elastischen Bodenverhaltens entsteht ein weiterer Nachteil des Bettungsmoduls: So ist das angenommene Bodenverhalten nur in ausreichendem Abstand vom Bruchzustand des Bodens gerechtfertigt. Nähern sich die Verformungen dem Bruchzustand, „müsste ein konstant angenommener Bettungsmodul stets neu definiert werden“ [5].

3.4.2.2 Bettungsmodul

Größe und Verlauf des Bettungsmoduls werden durch unterschiedliche Faktoren beeinflusst. Für die Berechnung von Baugruben sind in der Literatur eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Bestimmung des Bettungsmoduls zu finden. Im Folgenden werden die üblichen Bettungsmodulverläufe über die Baugrubentiefe und die gängigen Möglichkeiten zur Bestimmung des Bettungsmoduls angeführt.

Der Bettungsmodul ist keine Bodenkonstante, sondern von einer Vielzahl an unterschiedlichen Faktoren abhängig:

- Zusammendrückbarkeit des Bodens
- Stärke der belasteten Bodenschicht
- Geometrie und Anordnung der Baugrubenwand
- Lagerungsbedingungen
- Steifigkeit der Baugrubenwand
- Intensität, Art und Dauer der Belastung

Aufgrund der zahlreichen Einflussfaktoren ist zu erkennen, dass der Bettungsmodul nur in bestimmten Fällen über die Tiefe des Erdaufagers konstant angenommen werden kann. Mithilfe unterschiedlicher Bettungsmodulverläufe über die Tiefe des Bodenaufagers können die vorhandenen Bodenverhältnisse besser beschrieben werden. Lässt sich der Bettungsmodulverlauf anhand einer mathematischen Formel beschreiben (siehe „*Bestimmung des Bettungsmoduls anhand von Mobilisierungsfunktionen*“), ist eine analytische Lösung denkbar. Im Folgenden sind die mathematisch erfassbaren Verläufe über die Baugrubentiefe angeführt [5]:

- konstant (überkonsolidierte feinkörnige Böden, Abbildung 3.21 (1))
- linear mit der Tiefe zunehmend (grobkörnige und normalkonsolidierte, feinkörnige Böden, Abbildung 3.21 (4))
- trapezförmig (sandige Böden)
- parabolisch (konsolidierte bindige Böden, Abbildung 3.21 (2) und (3))
- hyperbolisch (geschichtete Böden unterschiedlicher Steifigkeit)

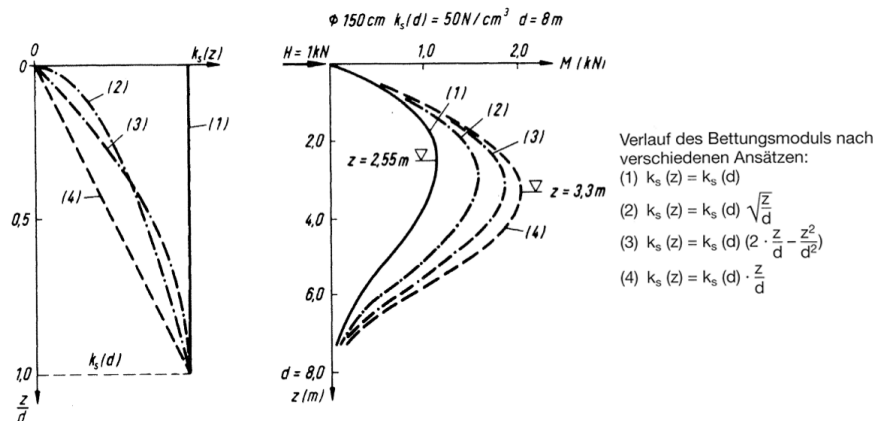


Abbildung 3.21: Einfluss der Verteilung des Bettungsmoduls $k_{sh}(z)$ auf Größe und Verlauf der Biegemomente [5]

Die Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes verfolgt das Ziel, das Verhalten des Bodens (Spannungs-Verformungsverhalten) im Bereich des Bodenaufagers realitätsnahe abzubilden. Bei der Festlegung des Bettungsmodulverlaufs ist jedoch darauf zu achten, dass die Summe der mobilisierten Bodenreaktionsspannungen nach Gleichung (3.25) und der eventuell berücksichtigten Erdruckspannungen (Erddruckmodell gemäß EAB – EB 102 [28]) an keiner Stelle die passiven Erdruckspannungen übersteigt. Bei einer Überschreitung der maximal mobilisierbaren Erddruckspannung ist eine Adaptierung des Bettungsmodulverlaufes erforderlich, um die Einhaltung der Spannungsgrenze zu gewährleisten. Für die Bestimmung des Bettungsmoduls gibt es in der Literatur [15],[28],[38],[44],[53],[78] zahlreiche Möglichkeiten. Im Folgenden werden die gebräuchlichsten Möglichkeiten zur Bestimmung des Bettungsmoduls angeführt [5]:

- **Bestimmung des Bettungsmoduls anhand von Versuchen und Rückrechnungen aus Verformungsrechnungen**

Um eine möglichst realitätsnahe Bestimmung des Bettungsmoduls zu gewährleisten, ist die Herstellung von Probelastungen unter wirklichkeitsnahen und ähnlichen Verhältnissen (Abmessung, Tiefe, Bodenverhältnisse, Bauzustände etc.) zu favorisieren. Bei der Berechnung einer Baugrubenumschließung sind Probelastungen jedoch in der Regel zu aufwendig. Wenn überhaupt, kommen nur kleinmaßstäbliche Versuche oder häufiger Erfahrungswerte und rechnerisch abgeschätzte Werte in Frage [18]. Um die Herstellung aufwendiger Probelastungen zu umgehen, ist die Rückrechnung des Bettungsmoduls anhand durchgeführter Verformungsmessungen möglich. Diese Vorgangsweise kommt nur dann in Betracht, wenn die gemessenen Verformungsverläufe von Baugruben mit gleichen Randbedingungen (z.B. Baugrund, Tiefe, Nachbarbebauung etc.) stammen. Aufschlüsse über die Größe des Bettungsmoduls können auch kostengünstige Feldversuche geben. Dazu zählen [18]:

- Seitendrucksonden, Pressiometerversuche
- Druck- oder Rammsondierungen (k_h kann aus Korrelationen näherungsweise abgeleitet werden)

- **Berechnung des Bettungsmoduls anhand von Näherungsformeln**

Einen oft verwendeten Ansatz zur Bestimmung des Bettungsmoduls führt *Gudehus* [38] an (siehe Gleichung (3.33)). Er leitet den Bettungsmodul aus dem horizontalen Steifemodul E_{sh} und der Einbindetiefe t der Baugrubenwand in das anstehende Erdreich ab. Dieser Zusammenhang soll ein vor der Wand zusammendrückbares Schichtpaket mit der Stärke t abbilden und eine über die Einbindelänge verschmierte Bettung k_{sh} beschreiben. Die Bestimmung des in Gleichung (3.33) verwendeten Steifemoduls muss auf die zu erwartenden Spannungsbereiche des Bodenaufлагers abgestimmt werden. Neben der Wahl des richtigen Referenzdruckes muss der entsprechende Ast des Spannungs - Verformungsdiagrammes verwendet werden.

$$k_{sh} = \frac{E_{sh}}{t} \quad (3.33)$$

Ein ähnlicher Ansatz ist bereits bei *Terzaghi* [77] zu finden, der den Bettungsmodul eines gebetteten Bohrpfahls anhand der Gleichung (3.34) herleitet.

$$k_{sh} = \frac{E_s}{D} \quad D < 1,0 \text{ m} \quad (3.34)$$

Die Gleichung (3.34) ist nur unter folgender Voraussetzung anzuwenden:

$$y < \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 0,03 \cdot D \end{cases}$$

mit:

y	...	horizontale Verformung
E_s	...	Steifemodul des anstehenden Bodens
D	...	Pfahldurchmesser

- **Bestimmung des Bettungsmoduls anhand empirischer Werte**

In vielen Fällen liegt für die vorhandenen Bodenschichten und Baugrubensituationen bereits ein breites Spektrum an Erfahrungswerten vor. Bettungsmodulgrößen und -verläufe werden daher in vielen Fällen von Geotechnikern aufgrund bestehender Erfahrungswerte angegeben.

Eine weitere Möglichkeit zur Bettungsmodulbestimmung ist die von *Besler* [15] anhand zahlreicher Modellversuche abgeleitete Tabelle 3.6. In Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und des Mobilisierungsgrades kann auf einen Bettungsmodul geschlossen werden.

Die angegebenen Tabellenwerte gelten für feuchte Böden. Im Falle von Böden unter Auftrieb (im Grundwasser) sind die angeführten Werte zu halbieren. Die Berechnung eines Baugrubenverbaus auf Basis dieser Tabellenwerte erfordert eine iterative Vorgangsweise. Als erster Schritt wird ein Mobilisierungsgrad (Definition gemäß Gleichung (3.35)) geschätzt und der zugehörige Bettungsmodul berechnet. Der sich daraus ergebende Mobilisierungsgrad wird mit der Annahme verglichen. Der Rechenvorgang wird nun so lange wiederholt, bis der angenommene Mobilisierungsgrad mit dem berechneten übereinstimmt.

Tabelle 3.6: Anhaltspunkte für den Bettungsmodul bei nichtbindigen Böden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, adaptiert nach [27]

$\mu = \frac{mob.E_{ph,k}}{E_{ph,k}}$	Bettungsmodul in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte		
	locker	mitteldicht	dicht
25,0%	15,0 MN/m ³	30,0 MN/m ³	60,0 MN/m ³
37,5%	3,0 MN/m ³	6,0 MN/m ³	12,0 MN/m ³
50,0%	1,2 MN/m ³	2,5 MN/m ³	5,0 MN/m ³
75,0%	0,5 MN/m ³	1,0 MN/m ³	2,0 MN/m ³

$$\mu = \frac{mob.E_{ph,k}}{E_{ph,k}} \quad (3.35)$$

mit: $mob.E_{ph,k}$... mobilisierte Erddruckwiderstandskraft
 $E_{ph,k}$... maximal mobilisierbare Erddruckwiderstandskraft

• Bestimmung des Bettungsmoduls anhand einer FEM-Berechnung

Eine wirklichkeitsnahe Ableitung des Bettungsmoduls ist ebenso anhand eines FE-Modells möglich. Der große Vorteil eines FE-Modells besteht darin, dass komplexe Effekte, wie eingeprägte Spannungszustände, Wandbewegungsarten etc., berücksichtigt werden können. *Hettler/Weißbach* [82] schlagen die Durchführung einer FE-Berechnung mit einem geeigneten Stoffmodell für einen Standardfall vor. Durch den aus der FE-Berechnung abgeleiteten Bettungsmodulverlauf können anhand eines Stabwerksmodells zahlreiche Routinefälle berechnet werden. Dadurch entfällt eine zeitintensive Finite Elemente Berechnung für alle auftretenden Lastfälle und Querschnitte.

Nähere Bestimmungen zur Durchführung einer FE-Modellierung einer Baugrubensicherung sind dem Kapitel EB 103 der EAB [28], die Festlegungen für die FEM-Berechnung enthält, sowie Kapitel 4 zu entnehmen. Für die Bestimmung des Bettungsmoduls nach Gleichung (3.36) müssen die bettungswirksamen mobilisierten Erddruckspannungen e'_{ph} und die horizontale Verschiebung des Verbaus u anhand des FE-Modells ermittelt werden.

$$k_{sh} = \frac{e'_{ph}}{u} \quad (3.36)$$

Bei der Berechnung des Bettungsmoduls dürfen nur bettungswirksame Spannungen e'_{ph} verwendet werden, darunter sind nach Gleichung (3.37) nur jene Spannungsanteile zu verstehen, die die Spannungen des eingepprägten Primärspannungszustandes e_0 überschreiten [44].

$$e'_{ph} = (\sigma_h - e_0) \quad (3.37)$$

• Bestimmung des Bettungsmoduls anhand von Mobilisierungsfunktionen

Die Bestimmung eines mobilisierten Erdwiderstandes kann durch die Formulierung einer Mobilisierungsfunktion an einem lokalen System (z.B. *Vogt* [78]) – hier gehen keine globalen Parameter der Wand (z.B. Höhe H , Einbindetiefe t etc.) ein – als auch an einem globalen System

(z.B. *Besler* [15]) erfolgen. Durch die mobilisierten Erddruckspannungen und Verformungen kann in weiterer Folge auf den Bettungsmodulverlauf geschlossen werden.

Bei der Verwendung von durchgängig nichtlinearen Bettungsansätzen ist die Unterteilung des in den Boden eingebundenen Teiles des Baugrubenverbaus in n voneinander unabhängige Federn (siehe Abbildung 3.22) erforderlich. Nach einer ersten Abschätzung des Bettungsmoduls erfolgt eine iterative Berechnung, bis die ermittelten Verschiebungen ausreichend genau mit dem vorletzten Berechnungsschritt korrelieren.

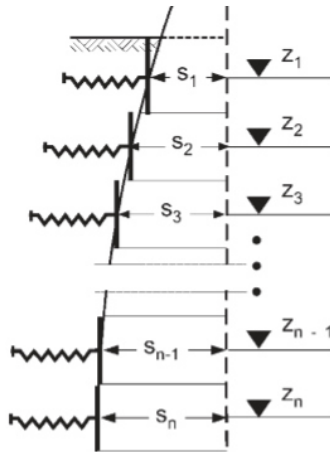


Abbildung 3.22: Bettung des Wandfußes mittels n Einzelfedern [82]

In der Literatur [3],[41],[71],[82] sind zahlreiche Ansätze für Mobilisierungsfunktionen zu finden. Es folgen mit dem Ansatz von *Vogt* [78], *Besler* [15] und *Bartl* [13] drei Möglichkeiten zur Beschreibung der Mobilisierung des Erdwiderstandes.

– **Mobilisierungsfunktion nach Vogt:**

Vogt [78] leitet anhand von großmaßstäblichen Versuchen folgenden Mobilisierungsansatz ab [78]:

$$K'_{ph} = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s(z)/z}{a + s(z)/z} \quad (3.38)$$

mit:	K_0	...	Erdruchdruckbeiwert
	K_{ph}	...	passiver Erddruckbeiwert
	K'_{ph}	...	mobilisierter passiver Erddruckbeiwert (für Tiefe z)
	$s(z)$	...	horizontale Wandverschiebung an der Stelle z
	z	...	Tiefe (ab GOK)
	a	...	Parameter zur Abbildung des Mobilisierungsverhaltens des Bodens

Dem Mobilisierungsansatz liegt die Annahme zugrunde, dass der mobilisierte Erdwiderstand $e(z)$ von der Wandbewegungsart unabhängig ist. Es erfolgt keine Unterscheidung in die drei Wandbewegungsgrundformen (Parallelverschiebung, Drehung um den Fußpunkt und Drehung um den Kopfpunkt). Stattdessen wird eine Abhängigkeit der lokalen mobilisierten Erdwiderstandsspannung $e'_h(z)$ von der bezogenen Verschiebung $s(z)/z$ eingeführt. Die

Berücksichtigung des Ausgangsspannungszustandes wird mithilfe des additiven Faktors K_0 in den Formelapparat implementiert.

Die von *Vogt* aufgestellte Formulierung enthält keine globalen Faktoren (z.B. die Höhe H , elastische Lage, Lage des Nullpunktes etc.), sondern es handelt sich um eine rein lokale Formulierung. Der Ansatz ist „demnach mit einem Bettungsansatz vergleichbar, welcher lokal eine Verknüpfung zwischen Verschiebung und Spannung herstellt“ [78].

Tritt keine Verschiebung auf, ist der mobilisierte passive Erddruckbeiwert K'_{ph} gleich dem Erdruchdruckbeiwert K_0 . Erst wenn die Werte von $s(z)/z$ sehr groß werden, nimmt K'_{ph} den Grenzwert des Erdwiderstandsbeiwertes K_{ph} an. Der Parameter a beschreibt jenen Wert, bei dem sich für K'_{ph} der Mittelwert zwischen dem passiven Erddruck- und Erdruchdruckbeiwert ergibt. Versuche zeigten, dass dieser bei dicht gelagertem Sand bei etwa $a = 0,03$ und bei locker gelagertem Sand bei $a = 0,11$ liegt [70].

Da es sich beim Ansatz nach *Vogt* um eine lokale Formulierung des Bettungsmoduls handelt, kann sofort auf die lokalen Erddruckspannungen $e'_{ph,k}(z)$ in der Tiefe z geschlossen werden [78]:

$$e'_{ph,k}(z) = \left[K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{1}{a \cdot z + s(z)} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (3.39)$$

Durch Einsetzen der lokalen Erddruckspannung nach Gleichung (3.39) in die Definition des Bettungsmoduls ergibt sich der Verlauf des Bettungsmoduls $k_{sh,k}(z)$ zu [78]:

$$k_{sh,k}(z) = \left[\frac{K_0}{s(z)} + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{z}{a + \frac{s(z)}{z}} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (3.40)$$

Bei Versuchen [39] wurde eine gute Übereinstimmung mit durchgeführten Vergleichsberechnungen erzielt. Diese konnten jedoch nur durch eigens durchgeführte Korrelationen und Anpassungen des Parameters a erreicht werden, aber nicht durch jene Werte, die von *Vogt* vorgegeben worden waren. Die Festlegung des Parameters a würde daher schon im Vorhinein einer Ausgleichsrechnung (Approximation) bedürfen. *Hegert* [39] schlägt daher eine Korrelation des Wertes a mit der Lagerungsdichte vor, um den Ansatz von *Vogt* auch in der Praxis anwendbar zu machen. Große Diskrepanzen zwischen Messungen und Berechnungen sind bei der Verwendung einer Kopfpunktdrehung festzustellen, ein derartiges Bewegungsverhalten von Baugrubenverbauten ist aber äußerst selten, wodurch dieser Nachteil im Regelfall nicht allzu schwer zu gewichten ist [39].

– Mobilisierungsfunktion nach *Besler*:

Im Gegensatz zum Ansatz von *Vogt* [78] erfolgt die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* [15] am globalen System. *Besler* leitet auf Basis eigener Versuche und jener von *Mao* [53] einen Ansatz zur Berechnung der Verschiebungsgrößen im Gebrauchs- s_G und Bruchzustand s_B ab. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Verschiebungen proportional zur Wandhöhe h

verhalten. Zur mathematischen Abbildung der Mobilisierungsfunktion wird eine Hyperbelfunktion verwendet [15]:

$$K'_{ph} = A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \quad (3.41)$$

mit: A, B und C ... Konstanten der Hyperbelfunktion
 s_B ... Verschiebung im Bruchzustand
 s ... mobilisierte Verschiebung

Eine Beschreibung der Verschiebungsgrößen s_B und s_G erfolgt anhand der Gleichungen (3.42) und (3.43). Die darin enthaltenen Faktoren f_1 und f_2 werden durch eine Faktorisierung bestimmt, wodurch die Berücksichtigung einer Vielzahl von relevanten Faktoren (z.B. der Lagerungsdichte, des negativen Wandreibungswinkels und der mittleren relativen Wandverschiebung) möglich ist.

$$s_G = f_1 \cdot h \quad (3.42)$$

$$s_B = f_2 \cdot h \quad (3.43)$$

Für die Bestimmung der Hyperbelkonstanten A , B und C der Gleichung (3.41) ist die Festlegung von drei Randbedingungen erforderlich [15]:

- Ausgangsspannungszustand: E_0 bzw. K_0 bei $s = 0$
- Gebrauchszustand: $0,5 \cdot E_{ph}$ bzw. $0,5 \cdot K_{ph}$ bei s_G
- Grenzzustand: E_{ph} bzw. K_{ph} bei s_B

Durch Einsetzen der Randbedingungen in Gleichung (3.41) und das anschließende Lösen des entstehenden Gleichungssystems ergeben sich die Konstanten der Hyperbelfunktion mit [15]:

$$A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (3.44)$$

$$B = (C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (3.45)$$

$$C = \frac{-K_{ph} \cdot \frac{s_G}{s_B}}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_G}{s_B} + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} \quad (3.46)$$

Mit einer kleinen Erweiterung des Ansatzes ist die Berücksichtigung einer etwaigen Vorbelastung, z.B. in Form des eingepprägten Primärspannungszustandes nach EB 102, möglich. Aus diesem Grund wird der Boden unterhalb der Baugrubensohle durch den ursprünglichen Überlagerungsdruck p_v belastet. Durch die Begrenzung der Spannungen mit den passiven Erddruckspannungen findet eine örtlich begrenzte und geringfügige Entspannung des Bodens statt. Nach *Weißbach/Gollub* [81] stellt eine Zugrundelegung des Primärspannungsverlaufes nach Abbildung 3.23 eine gute Näherung

der Spannungsverhältnisse an der Baugrubensohle dar. Aus dem in Abbildung 3.23 dargestellten Verlauf der Primärspannungen e_{vh} ergibt sich eine resultierende Erddruckkraft E_v von [15]:

$$E_v = K_0 \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + p_v \cdot \left(H - \frac{z_e}{2} \right) \right] \quad (3.47)$$

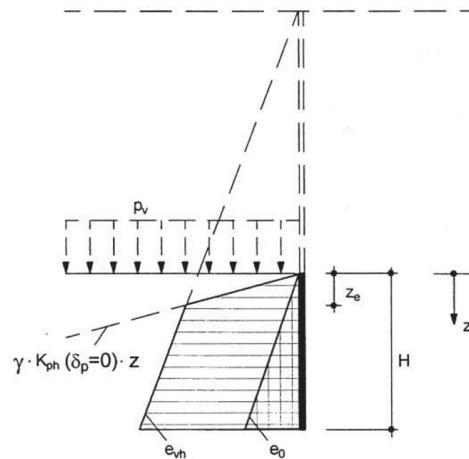


Abbildung 3.23: Ausgangsspannungszustand im Bodenauflagerbereich einer Baugrubenwand [15]

Durch Einprägung eines Primärspannungszustandes wirken bereits Erddruckspannungen auf die Baugrubenwand ein, für deren Mobilisierung normalerweise eine Wandverschiebung Δs erforderlich wäre. Eine Vorbelastung kann in der Mobilisierungsfunktion durch eine Verschiebung der gesamten Funktionskurve um eine bezogene Verschiebung $\Delta \xi$ berücksichtigt werden (siehe Abbildung 3.24). Die bezogene Verschiebung $\Delta \xi$ wird anhand von Gleichung (3.48) aus dem Verhältnis der für die Mobilisierung der Erddruckkraft E_v erforderlichen Verschiebung Δs und der Wandverschiebung im Bruchzustand s_B berechnet.

$$\Delta \xi = \frac{\Delta s}{s_B} = \frac{B}{K_V - A} - C \quad (3.48)$$

Mithilfe der bezogenen Verschiebungen $\Delta \xi$ kann auf eine bezogene Verschiebung im Gebrauchszustand $\xi_{G,v}$ (Gleichung (3.49)) und Bruchzustand $\xi_{B,v}$ (Gleichung (3.50)) geschlossen werden.

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta \xi \quad (3.49)$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta \xi = 1 - \Delta \xi \quad (3.50)$$

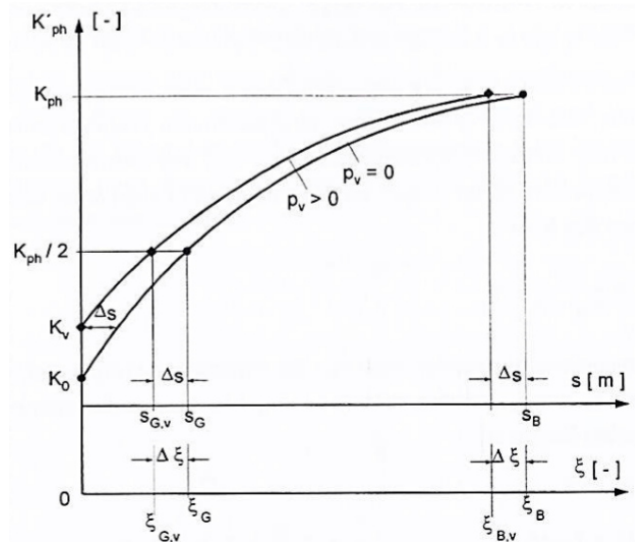


Abbildung 3.24: Mobilisierungskurven mit und ohne Vorbelastung [15]

Die Bestimmung der Mobilisierungsfunktion erfolgt unter Verwendung des bereits in Gleichung (3.41) beschriebenen Hyperbelansatzes. Aufgrund der Berücksichtigung einer Vorbelastung ergeben sich die neuen Randbedingungen der Hyperbelfunktion mit [15]:

- Ausgangsspannungszustand: $K'_{ph}(\xi = 0) = K_v$
- Gebrauchszustand: $K'_{ph}(\xi = \xi_{G,v}) = 0,5 \cdot K_{ph}$
- Grenzzustand: $K'_{ph}(\xi = \xi_{B,v}) = K_{ph}$

Durch Einsetzen der Randbedingungen in die Gleichung (3.41) und Auflösen des entstehenden Gleichungssystems folgen die Konstanten der Hyperbelfunktion zu [15]:

$$A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (3.51)$$

$$B = (C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (3.52)$$

$$C = \frac{B}{K_v - A} \quad (3.53)$$

Eine lokale Formulierung der Bettungsspannungen ist unter Berücksichtigung der Definition des Bettungsmoduls (siehe Gleichung (3.41)) möglich. Nach einigen Umformungen folgt die lokal mobilisierte Bettungsspannung zu [15]:

$$e'_{ph,k}(z) = \left[A + \frac{B}{C + \frac{s}{s_B}} \right] \cdot \gamma_k \cdot z \quad (3.54)$$

Bei Verwendung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* ist bei einer Drehung des Verbaukörpers um den Wandfuß eine zu nachgiebige Bettung feststellbar, was zu verfälschten Verformungsvorhersagen führt. Weiters eignet sich die Formulierung nicht zur Berechnung von Wandverdrehungen um den Kopfpunkt [39].

– **Mobilisierungsfunktion nach Bartl:**

Eine weitere Möglichkeit einer Mobilisierungsfunktion ist der zweite Mobilisierungsansatz nach *Bartl* [13]. Er „stellt[e] eine Verallgemeinerung des Ansatzes von *Nenzda* [54] und *Franke* [36] dar“ [13]. In der allgemeinen Form lautet er [13]:

$$\chi_R = \left[1 - (1 - \lambda_R)^b \right]^c \quad (3.55)$$

Mit dem Mobilisierungsgrad nach *Bartl* [13]

$$\lambda_R = \frac{s}{s_p} \quad (3.56)$$

und dem Mobilisierungsgrad für die Grenzverschiebung [13]:

$$\chi_R = \frac{E - E_0}{E_p - E_0} = \frac{K - K_0}{K_p - K_0} \quad (3.57)$$

folgt die in der DIN 4085 [24] und der ÖNORM B4434 [58] (leicht adaptiert: keine variablen Exponenten) enthaltene Mobilisierungsfunktion:

$$E'_{pgh} = (E_{pgh} - E_{0gh}) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c + E_{0gh} \quad (3.58)$$

mit: s ... tatsächliche Wandverschiebung
 s_p ... Verschiebung zur Erzeugung von E_p
 b und c ... Exponenten gemäß Tabelle 3.7

Tabelle 3.7: Exponent der Mobilisierungsfunktion nach *Bartl* [13]

<i>Art der Wandbewegung</i>	<i>Exponenten der Mobilisierungsfunktion</i>	
	<i>b</i>	<i>c</i>
Fußpunktdrehung	1,07	0,7
Parallelverschiebung	1,45	
Kopfpunktdrehung	1,72	

Bei zahlreichen Vergleichsberechnungen von *Brand* [19] ergaben sich (unabhängig von der verwendeten Mobilisierungsfunktion) im Vergleich zu durchgeführten Verformungsmessungen zu große Durchbiegungen. In ihrer Arbeit [39] beschäftigt sich *Hegert* mit der großen Diskrepanz zwischen Mess- und Rechenwerten. Sie schlussfolgert, dass unter anderem eine Unterschätzung des

Auch wenn unmittelbar auf die Rückseite der Verbauwand kein Wasserdruck wirkt, kann eine Durchströmung des Gleitkörpers in Richtung der Baugrubenwand eine Vergrößerung des Erddruckes bewirken bzw. die Lage der Gleitfläche verändern. [58]

Die Berechnung des aktiven Erddruckes erfolgt auf Basis des totalen Bodengewichtes und unter Berücksichtigung der resultierenden Porenwasserdruckkraft U in der Gleitfläche sowie den resultierenden Wasserdruckkraft W_1 an der Wandrückseite und den möglichen Wasserdruckkräften W_2 und W_3 in Rissen an der Geländeoberfläche. [58]

3.5.1 Wasserdruck

Die Berücksichtigung von Wasserdrücken, welche durch Wasserspiegeldifferenzen zwischen dem Grundwasserspiegel und dem Wasserspiegel innerhalb der Baugrube entstehen, kann sich in vielen Fällen als ausschlaggebend für die Bemessung von Baugrubenverbaukonstruktionen erweisen. Vor allem bei tiefen Baugruben und hohen Wasserspiegeldifferenzen können die Wasserdruckbelastungen rasch die auf die Baugrubenwand wirkende Erddruckbeanspruchung übersteigen.

Grundsätzlich wird zwischen einer nicht umströmten Baugrubenwand (siehe Abbildung 3.26) und einer umströmten Baugrubenwand unterschieden (siehe Abbildung 3.27). Eine Umströmung der Baugrubenwand tritt dann ein, wenn keine Einbindung in eine ausreichend undurchlässige Bodenschicht möglich ist. Bei einer Umströmung der Baugrubenwand müssen für die Berechnung der resultierenden Wasserdruckspannungen Strömungsdrücke berücksichtigt werden. [1]

3.5.1.1 Nicht umströmte Baugrubenwände

Reicht die Baugrubenwand in eine ausreichend undurchlässige Bodenschicht oder wird eine künstliche Dichtschicht in Form einer Unterwasserbetonsohle, einer Hochdruckinjektionssohle (HDI - Sohle) o.Ä. eingebracht, wirkt auf beiden Seiten der Verbauwand der entsprechende hydrostatische Wasserdruck (siehe Abbildung 3.26).

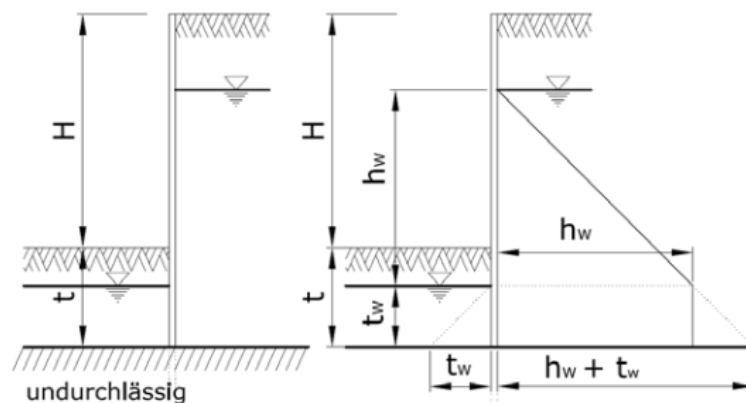


Abbildung 3.26: Hydrostatische Wasserdruckverhältnisse bei einer nicht umströmten Baugrubenwand [1]

Für die resultierenden Wasserdruckkräfte auf der aktiven und passiven Seite gilt:

- resultierender Wasserdruck der aktiven Seite [1]:

$$W_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (H + t) \quad (3.59)$$

mit: γ_w ... Wichte des Wassers
 H ... Baugrubentiefe
 t ... Einbindetiefe

- resultierender Wasserdruck der passiven Seite [1]:

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot t \quad (3.60)$$

3.5.1.2 Umströmte Baugrubenwände

Bindet die Baugrubenverbauwand nicht in eine stauende Schicht (technisch undurchlässige Schicht) ein und befindet sich die Baugrubensohle unterhalb des Grundwasserspiegels, wird von einer umströmten Baugrubenwand gesprochen. Im Zuge der Bauarbeiten muss der Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube abgesenkt werden, wodurch eine Grundwasserströmung entlang der Baugrubenwand entsteht. Zur Vereinfachung der Berechnung kann in erster Näherung angenommen werden, dass der durch die Grundwasserabsenkung entstandene Potentialunterschied $h_w \cdot \gamma_w$ über den gesamten Strömungsweg $h_w + 2 \cdot t_w$ (Abmessungen siehe Abbildung 3.27) entlang der Spundwand linear abgebaut wird. So kann der Druckverlust in der Tiefe h_w wie folgt berechnet werden [1]:

$$\gamma_w \cdot i \cdot h_w \quad (3.61)$$

In der Tiefe $h_w + t_w$ folgt der Druckverlust zu [1]:

$$\gamma_w \cdot i \cdot (h_w + t) \quad (3.62)$$

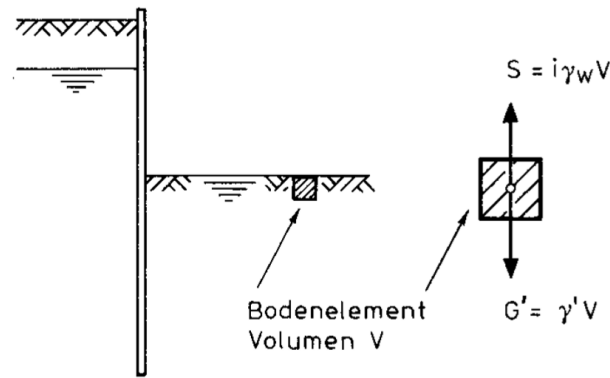
Unter Verwendung des angenommenen hydraulischen Gefälles $i = \frac{h_w}{h_w + 2t}$ verringert sich der hydrostatische Wasserdruck in der Tiefe h_w zu [1]:

$$\gamma_w \cdot (h_w - i \cdot h_w) = \gamma_w \cdot (1 - i) \cdot h_w = \gamma_w \cdot \left(1 - \frac{h_w}{h_w + 2 \cdot t_w}\right) \cdot h_w = \gamma_w \cdot \frac{2 \cdot t_w \cdot h_w}{h_w + 2 \cdot t_w} = 2 \cdot \gamma_w \cdot i \cdot t_w \quad (3.63)$$

sowie in der Tiefe $h_w + 2 \cdot t_w$ zu [1]:

$$\gamma_w \cdot (h_w - i \cdot h_w) - \gamma_w \cdot i \cdot (h_w + t_w) = \gamma_w \cdot (1 - i) \cdot (h_w + t_w) \quad (3.64)$$

Daraus resultiert die in Abbildung 3.27 angeführte Wasserdruckverteilung. Abbildung 3.27 stellt eine Vereinfachung der tatsächlichen Wasserdruckverhältnisse im Untergrund dar. Eine genauere

Abbildung 3.28: Hydraulische Instabilität für $R = G' - S < 0$ [50]

Tritt der Fall ein, dass die Resultierende R den Wert Null annimmt, ist der Grenzzustand erreicht und die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nimmt den Wert Eins an. In diesem Zustand werden die zwischen den Bodenkörnern wirkenden Kornspannungen nahezu aufgehoben und der Boden schwimmt auf. Der hydraulische Gradient erreicht dabei das kritische Gefälle i_{krit} , welches sich mit Hilfe der Resultierende R des Bodenelementes wie folgt ergibt:

$$R = G' - S = 0 = V \cdot (\gamma' - i_{krit} \cdot \gamma_w) \quad (3.66)$$

und:

$$i_{krit} = \gamma' / \gamma_w \quad (3.67)$$

Die Nachweisführung für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch gemäß ÖNORM EN 1997-1 ist dem Kapitel 7.2.2.5 zu entnehmen.

3.5.3 Einfluss des Wassers auf die Erddruckspannungen

3.5.3.1 Nicht umströmte Baugrubenwände

Bei einer nicht umströmten Baugrubenwand liegt ein ruhender Grundwasserspiegel vor (keine Strömungen). In diesem Fall können die Erddruckspannungen vereinfacht mit der Wichte unter Auftrieb berechnet werden. Die Auswirkungen von Porenwasser- und Wasserdrücken auf den Gleitkörper müssen dabei nicht berücksichtigt werden.

3.5.3.2 Umströmte Baugrubenwände

Wie bereits in Kapitel 3.5.1 erläutert, entsteht durch die Wasserspiegeldifferenz ein Strömungsdruck im Bereich der Baugrubenwand. Beschrieben wird der Strömungsdruck durch die spezifische Strömungskraft j , die vom hydraulischen Gradient i abhängt. Die Wirkungsrichtung der Strömungskraft j ist durch die Tangente an die Strömungslinie vorgegeben. Eine Berücksichtigung der Strömungskraft j in der Berechnung der Erddruckspannungen erfolgt näherungsweise über die vertikale Wirkung der Strömungskraft. Durch sie entstehen eine Reduzierung der Bodenwichte unter Auftrieb γ' auf der passiven Seite (siehe Gleichung (3.69)) sowie eine Erhöhung auf der aktiven Seite der Baugrubenwand (siehe Gleichung (3.68)).

Wichte des Bodens auf der aktiven Seite der Baugrubenwand (abwärtsgerichtete Strömung) [1]:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + j = \gamma' + i \cdot h_w \quad (3.68)$$

Wichte des Bodens auf der passiven Seite der Baugrubenwand (aufwärtsgerichtete Strömung) [1]:

$$\bar{\gamma} = \gamma' - j = \gamma' - i \cdot h_w \quad (3.69)$$

3.6 Berücksichtigung typischer Bauzustände

Für die Bemessung einer Baugrubenumschließung muss nicht zwangsweise der Endaushub maßgebend sein. Durch unterschiedliche Bauzustände kann es aufgrund der noch fehlenden Aussteifungen, eines erhöhten Wassersdruckes o.Ä. zu ungünstigeren Belastungszuständen als im Endzustand kommen. Es empfiehlt sich daher, alle Bauzustände einzeln zu untersuchen, um die maximalen Schnittgrößen der Baugrubenkonstruktion (bestehend aus Baugrubenwand, Aussteifungen, Anker etc.) zu ermitteln. Im Folgenden werden die wesentlichen Bauzustände typischer Baugrubensituationen angeführt.

3.6.1 Baugruben außerhalb des Grundwasserkörpers

Wird eine verankerte Baugrubenwand außerhalb des Grundwasserkörpers hergestellt, erfolgt in der Regel nach Einbringung des Verbauelements (Spundwand, Schlitzwand etc.) ein Voraushub bis zu einer Tiefe von 0,5 bis 1,5 m unterhalb des geplanten Anker- oder Aussteifungshorizontes. Die Baugrubenwand muss daher im Lastfall 1 als eine freistehende Wand betrachtet werden. Nach Einbau und eventuell Vorspannung der Abstützung erfolgt im Lastfall 2 der Aushub bis zu einer Tiefe von 0,5 bis 1,5 m unterhalb des nächsten Aussteifungshorizontes. Im Lastfall 3 erfolgt nach Einbau des zweiten Aussteifungshorizontes der Aushub bis zur geplanten Baugrubensohle (= BGS). Bei tieferen Baugruben können weitere Aussteifungshorizonte erforderlich sein, weshalb nach dem gleichen Schema vorgegangen werden muss.

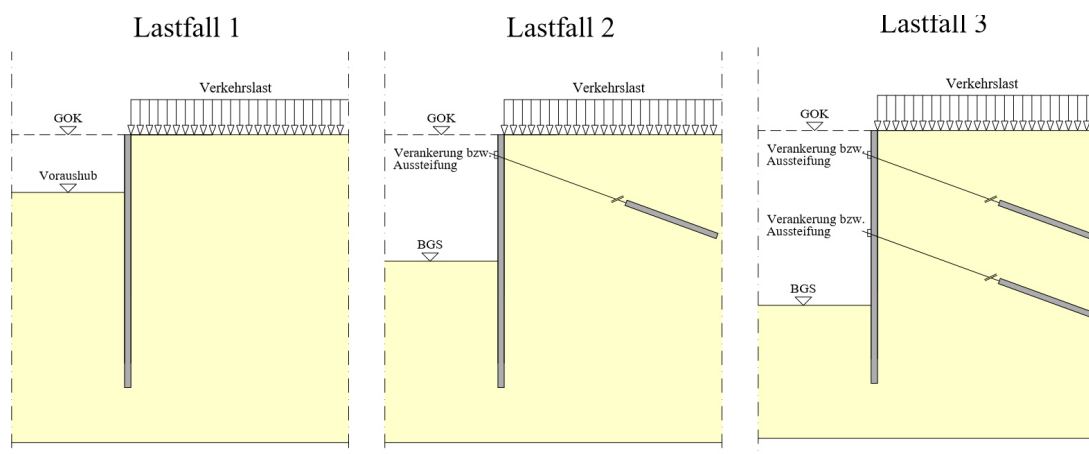


Abbildung 3.29: Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube außerhalb des Grundwasserkörpers

3.6.2 Baugruben innerhalb des Grundwasserkörpers

Kommt die Baugrubensohle unterhalb des Grundwasserspiegels zu liegen, stehen unterschiedliche Möglichkeiten zur Herstellung der Baugrube zur Verfügung. Exemplarisch werden die typischen Bauphasen für einen Unterwasseraushub mit eingebrachter Unterwasserbetonsohle und einer Grundwasserabsenkung beschrieben.

3.6.2.1 Unterwasseraushub

Bei stark durchlässigen Böden (Sande und Kiese) wäre eine großflächige Absenkung des Grundwasserspiegels zur Herstellung einer im Grundwasserkörper liegenden verankerten Baugrube notwendig. Eine Grundwasserabsenkung ist jedoch in vielen Fällen aus mehreren Gründen (Gefahr von Setzung der Nachbarbebauung, Eingriff in Grundwasserverhältnisse, zu hohe Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschicht, etc.) nicht möglich. Eine Alternative bietet die Herstellung einer Baugrube mit Unterwasserbetonsohle.

Nach Einbringung des Verbaukörpers erfolgt in der Regel der Aushub bis zu einer Tiefe von 0,5 bis 1,5 m unterhalb des ersten Aushubhorizontes. Idealerweise befindet sich die Baugrubensohle des ersten Voraushubes oberhalb des Grundwasserspiegels. Nach Einbau und eventueller Vorspannung des Aussteifungs-/Ankerhorizontes erfolgt der Unterwasseraushub bis zur geplanten Baugrubensohle. Bei der Berechnung von Lastfall 2 muss somit keine hydrostatische Wasserdruckkraft berücksichtigt werden. Im Lastfall 3 erfolgt nach Einbringung einer Unterwasserbetonsohle (Auftriebssicherheit muss gewährleistet werden) die Lenzung der Baugrube. Bei der Berechnung der Baugrubenwand im Lastfall 3 muss der volle hydrostatische Wasserdruck berücksichtigt werden. Zur horizontalen Lastabtragung kann die eingebrachte Unterwasserbetonsohle herangezogen werden.

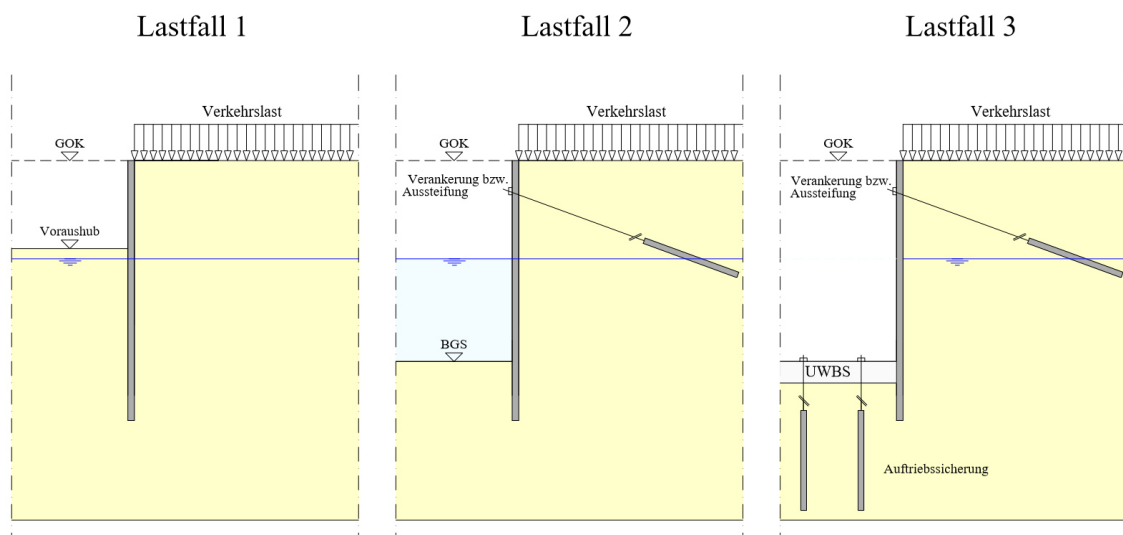


Abbildung 3.30: Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube mit Unterwasseraushub

3.6.2.2 Grundwasserhaltung

Liegen weniger durchlässigere Böden vor und muss der Grundwasserspiegel nur geringfügig abgesenkt werden, kann die Herstellung einer Baugrube im Schutze einer Grundwasserhaltung sinnvoll sein.

Nach Einbringung des Verbaukörpers erfolgt der Aushub bis zu einer Tiefe von 0,5 bis 1,5 m unterhalb des ersten Aushubhorizontes. Nach Einbau und eventuell Vorspannung des Aussteifungs-/Ankerhorizontes wird mithilfe von Grundwasserabsenkbrunnen der Grundwasserspiegel abgesenkt. Dadurch ist ein „trockener“ Aushub bis zur geplanten Baugrubensohle möglich (Lastfall 2). Danach kann mit der Errichtung des eigentlichen Bauwerkes begonnen werden.

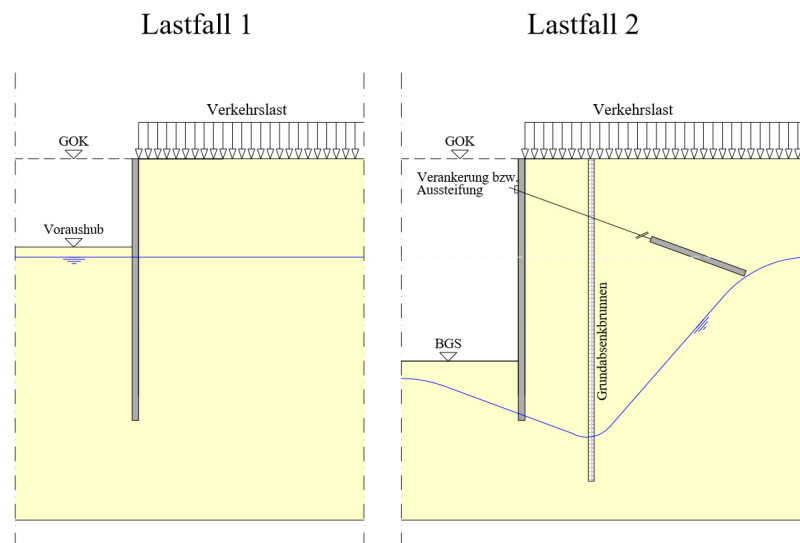


Abbildung 3.31 Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube mit Grundwasserabsenkung

3.7 Berücksichtigung etwaiger Vorbelastungen in der Baugrubensohle

Jeder Boden hat durch die erdgeschichtliche Entwicklung, anthropogene Belastungen etc. bereits einen Vorbelastungsprozess durchlaufen. Die dadurch entstandenen Verformungen sind aufgrund des meist nur sehr gering elastischen Potentials eines Bodens im Korngerüst des Untergrundes eingepreßt. Durch den Aushubvorgang und die gleichzeitige Entfernung der Auflast wird zwar die Baugrubensohle aufgelockert, doch reicht diese nur in eine geringe Tiefe.

Zur wirklichkeitsnahen Abbildung der Spannungsverhältnisse im Bodenaufleger schlagen Weißenbach und Gollub [81] eine Vorbelastung des Wandfußes durch den Erdruchdruck ab der Geländeoberkante vor (siehe Abbildung 3.32). Damit der Forderung des maximal mobilisierbaren Erdwiderstandes Rechnung getragen wird, wird der Erddruck unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle auf den passiven Erddruck begrenzt. Daraus ergibt sich ein Erddruckverlauf, der aus einem Verschnitt der passiven Erddruckspannungen ab der Baugrubensohle und der Erdruchdruckspannung ab der Geländeoberkante besteht (siehe Abbildung 3.33).

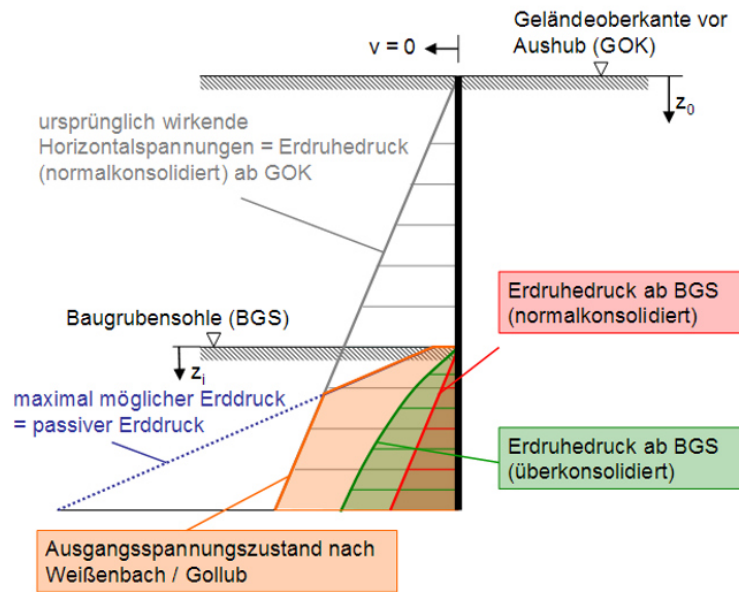
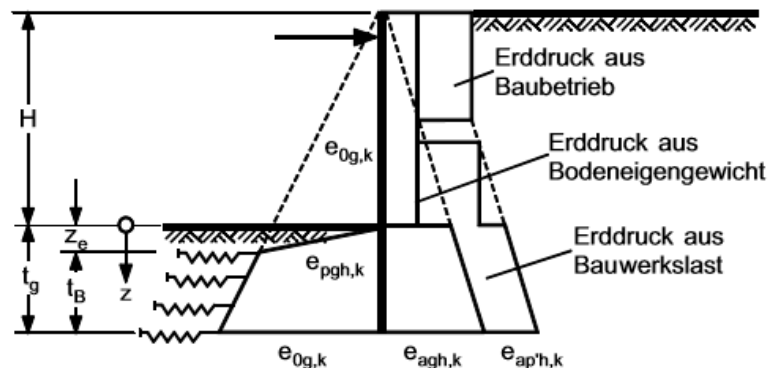


Abbildung 3.32: Unterschiedliche Spannungsansätze zur Modellierung des Erdwiderlagers [61]

Eine Vielzahl von Vergleichsberechnungen und wissenschaftlichen Arbeiten [41],[61],[81] ergaben, dass die Berücksichtigung der Vorbelastung wichtig für eine wirklichkeitsnahe Verformungsberechnung ist. Besonders bei sehr tiefen Baugruben kann die Vorbelastung aus dem durchgeführten Endaushub (Erdruchdruck ab Geländeoberkante) einen Großteil der Stützkraft übernehmen.



- mit:
- $e_{agh,k}$... Aktive Erdruchdruckspannung aus Bodeneigengewicht
 - $e_{ap'h,k}$... Aktive Erdruchdruckspannung aus Bauwerkslast
 - $e_{0g,k}$... Erdruchdruckspannung aus Bodeneigengewicht
 - $e_{pgh,k}$... Passive Erdruchdruckspannung aus Bodeneigengewicht

Abbildung 3.33: Berücksichtigung eines eingprägten Primärspannungszustandes [81]

Eine elastische Bettung kann erst ab der Tiefe z_e (siehe Abbildung 3.33) berücksichtigt werden, da die entstehenden Bettungsspannungen die passiven Erdruchdruckspannungen nicht übersteigen können. Die Ermittlung des Abstandes z_e erfolgt nach Gleichung (3.70) und stellt die Tiefenlage des Schnittpunktes des passiven Erdruchdruckes mit dem entstehenden Erdruchdruck ab Geländeoberkante dar.

$$z_e = \frac{K_0}{K_{ph} - K_0} \cdot \frac{p_{v,k}}{\gamma_k} \quad (3.70)$$

mit: K_0 ... Erdruchdruckbeiwert
 K_{ph} ... horizontaler passiver Erddruckbeiwert
 γ_k ... Wichte des Bodens
 $p_{v,k}$... Auflastspannung in Höhe der Baugrubensohle

Der in Gleichung (3.70) enthaltene Seitendruckbeiwert K_0 stellt das Verhältnis zwischen effektiver horizontaler und vertikaler Spannungen dar. Die Bestimmung des Seitendruckbeiwertes erfolgt in den meisten Fällen anhand von empirisch gewonnenen Formeln. Die wohl gängigste Variante stellt die Ermittlung von K_0 anhand der Formel von *Jaky* [43] dar (siehe Gleichung (3.1)), die sich zu Gleichung (3.2) vereinfachen lässt. Für genauere Erläuterungen siehe Kapitel 3.3.1.

Bei bindigen Böden wird die korrekte Berücksichtigung einer Vorbelastung durch die Überkonsolidierung erschwert. Ist ein Boden überkonsolidiert, ist die aktuelle Überlagerungsspannung σ_v kleiner als eine frühere maximale effektive Überlagerungsspannung $\max \sigma_v$. Der Grad der Überkonsolidierung wird durch den Wert *OCR* (Over Consolidation Ratio) angegeben. Nach Gleichung (3.71) wird *OCR* anhand des Verhältnisses zwischen der maximal jemals vorhandenen effektiven Vertikalspannung $\max \sigma'_v$ und der derzeit vorhandenen effektiven Vertikalspannung σ'_v definiert.

$$OCR = \frac{\max \sigma'_v}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v} \quad (3.71)$$

Wie in Abbildung 3.34 erkennbar ist, ist der Seitendruckbeiwert K_0 für den Erstbelastungszustand konstant. Bei einer möglichen Ent- und Wiederbelastung ist der Seitendruckbeiwert vom Überkonsolidierungswert *OCR* abhängig. Die korrekte Bestimmung des Seitendruckbeiwertes stellt in der Praxis eine große Herausforderung dar. Eine Vielzahl von Versuchen wurde im Laufe der Zeit zu diesem Problem entwickelt. *Pelz* [61] nennt in diesem Zusammenhang das Verfahren von *Murray* und *Shibaha* als eines der aussagekräftigsten. Natürlich sind Feldversuche wie beispielweise mit dem Dilatometer, dem Pressiometer, dem Seitendruckgerät etc. eine gute Alternative zu aufwendigen Laborversuchen.

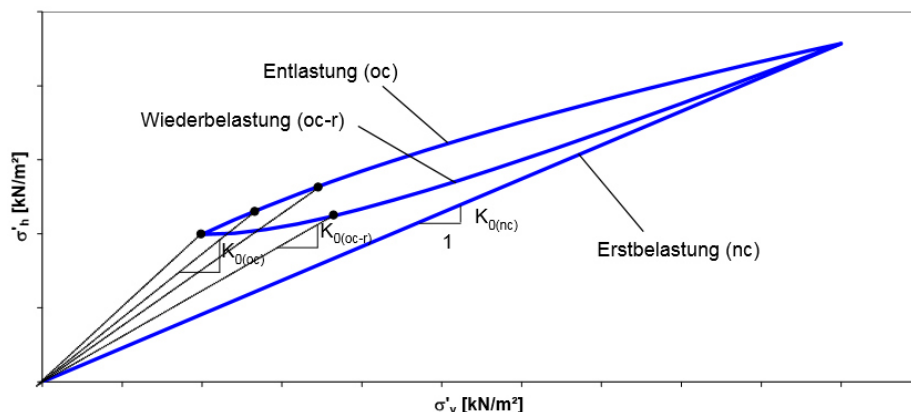


Abbildung 3.34: Schematische Darstellung eines Spannungsverlaufes bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung mit zugehörigen K_0 -Werten [61]

4. Berechnung von Baugrubenumschließungen mittels FEM

Auf die Herleitung und die mathematische Beschreibung der Finite Elemente Methode wird aus Gründen der Übersichtlichkeit in dieser Arbeit verzichtet. Stattdessen wird auf die Arbeit von *Zienkiewicz* [87] verwiesen. Für eine umfangreiche Einführung in die praxisorientierte Anwendung von Finite Elemente Modellen empfehlen sich die Studienunterlagen von *Katzenbach* [45] sowie die Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [30] der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik.

4.1 Allgemeines

Beim Vorhandensein von sensibler Nachbarbebauung ist ein rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erforderlich. Die Erbringung des Nachweises erfolgt in der Regel durch die Beobachtungsmethode (z.B. gemäß DIN 1054 [23]). Durch baubegleitende Verformungsmessungen der Baugrube werden die prognostizierten Verformungen kontrolliert. Im Fall einer Überschreitung der Verformungen kann durch bautechnische Maßnahmen (zusätzliche Aussteifungen, Ankerungen, etc.) eine Verstärkung der Konstruktion erfolgen. Für die Erbringung eines rechnerischen Nachweises bietet sich die Methode der Finite Elemente an. Mit ihr können komplexe Strukturen, welche mit klassischen Modellen nicht abbildbar sind (z.B. Größe und Verteilung des Erddruckes), wirklichkeitsnahe erfasst werden. Dies ermöglicht eine zuverlässige Prognose der Verformungen.

Die Verwendung von FE-Berechnungen verhindert bei komplexen Baugruben die Überdimensionierung von Baugrubenwänden, wodurch die Reduzierung des Materialeinsatzes und die bessere Ausnutzung des Bauplatzes einen Synergieeffekt bewirkt [45]. Nach *Hettler/Weißbach* [82] ist die Verwendung einer Finite Elemente Berechnung in folgenden Anwendungsfällen sinnvoll:

- Baugrubenwände mit Stützbedingungen, für die eine zuverlässige Bestimmung von Größe und Verteilung des Erddrucks nicht möglich ist, z. B. bei nachgiebigen Ankern und flexibler Wand.
- Baugruben mit schwierigen geometrischen Abmessungen, z.B. einspringende oder ausspringende Ecken sowie gestaffelte Baugrubenwände mit einer Bermenbreite, die eine zuverlässige

Bestimmung von Größe und Verteilung des Erddrucks mit herkömmlichen Annahmen nicht erlaubt.

- Baugrubenkonstruktionen, bei denen eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Wirkungen aus Aushub, Steifen- oder Ankervorspannung auf die Erddruckumlagerung und die Verschiebungen der Baugrubenwand gefordert wird.
- Baugrubenkonstruktionen, bei denen eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Sickerströmung und der zugehörigen Wasserdrücke erforderlich ist.
- Baugruben neben Gebäuden, Leitungen, anderen baulichen Anlagen oder Verkehrsflächen.

4.2 Berechnungsablauf

Baugrubenumschließungen sind der Regel lotrechte Tragelemente. In Längsrichtung weisen sie durch die gleichbleibende Geometrie und Belastung kaum Spannungs- und Verformungsunterschiede auf. Eine Betrachtung eines ebenen Spannungs- und Verformungszustandes (ein zweidimensionales Modell) ist in der Regel ausreichend. In Eckbereichen oder Bereichen stark schwankender Belastung wird eine dreidimensionale Betrachtung sinnvoll.

Dem der Finite Elemente Berechnung zu Grunde gelegte Berechnungsausschnitt sollte, aufgrund der mit der Größe des Modelles steigenden Rechenzeit, nur so groß wie nötig gewählt werden. Von einem ausreichend großen Berechnungsabschnitt spricht man dann, wenn die Spannungen des Primärspannungszustandes an den Modellgrenzen nicht mehr durch die Herstellung der Baugrube beeinflusst werden. In der Praxis hat sich ein seitlicher und vertikaler Abstand a der Baugrube vom zwei- bis dreifachen der Baugrubentiefe bzw. Baugrubenbreite bewährt (siehe Abbildung 4.1). Abweichungen von dieser Faustformel können dann auftreten, wenn die Steifigkeit der Nachbarbebauung entscheidend für die Berechnung ist und diese große Abmessungen aufweist. Liegen symmetrische Baugrubenverhältnisse vor, so ist es ausreichend eine Hälfte der Baugrube zu diskretisieren.

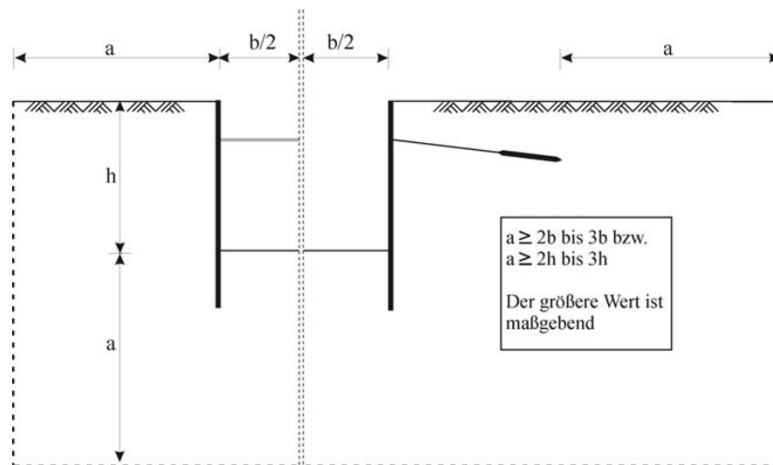


Abbildung 4.1: Annahme des Berechnungsquerschnittes [45]

Um die örtlichen Verhältnisse korrekt abzubilden, ist es erforderlich, Bauwerke mit hoher Steifigkeit im FE-Modell zu berücksichtigen. Gebäude geringer Steifigkeit können bei der Modellierung vernachlässigt werden. Sie werden mittels äquivalenter Knotenpunktlasten in der Höhe der Gründungssohle berücksichtigt.

4.2.1 Modellierung des Baugrundes

Eine wirklichkeitsnahe Modellierung des Baugrundes ist eine der wichtigsten Aufgaben im Zuge der Verwendung der FE-Methode. Für die Modellierung des anstehenden Bodens gibt es zahlreiche Stoffmodelle, die je nach örtlichen Verhältnissen zu wählen sind. Ein Überblick über gebräuchliche Stoffmodelle bei der Berechnung von Baugruben ist im Kapitel 4.3 enthalten.

Neben den Schichtgrenzen müssen auch temporäre Aushubgrenzen (Elementränder) im FE-Modell definiert werden. In Bereichen hoher Spannungsgradienten, bei Baugrubenverbauten befinden sich diese im Erdauflagerbereich, ist zusätzlich eine Verfeinerung des FE-Netzes notwendig.

4.2.2 Modellierung des Verbaukörpers

Einen entscheidenden Einfluss auf die mobilisierten Verformungs- und Spannungsgrößen hat die Modellierung des Verbaukörpers. Die Verwendung eines linear elastischen Stoffgesetzes zur mechanischen Abbildung der Verbauwand ist in der Regel ausreichend. Der wirkende Schubverbund zwischen Verbaukonstruktion und anstehendem Boden muss wirklichkeitsnahe abgebildet werden. Das im Zuge der vorliegenden Arbeit verwendete FEM-Programm Plaxis 2D benützt sogenannte Interface Elemente. Durch die Wahl eines Rauigkeitsparameters im Bereich von 0 - 1,0, wird die Übertragung der Schubkräfte geregelt. Dabei simuliert ein Wert von „1,0“ einen starren Schubverbund, erreicht der Rauigkeitsparameter den Werte „0“ so ist eine Übertragung von Schubkräften nicht möglich.

4.2.3 Modellierung der Stützmittel

Die mechanische Modellierung von Stützmitteln kann durch Stab- oder Federelemente erfolgen. Je nach Federsteifigkeit und Abstand der Stützmittel in Baugrubenlängsrichtung ist es möglich den Elementen eine äquivalente Dehnsteifigkeit zuzuordnen.

Eine Modellierung eines starren Auflagers ist nur dann sinnvoll, wenn eine sehr steife Abstützung großen Querschnittes, z.B. eine Unterwasserbetonsohle, etc., vorliegt [45].

Bei Verpressankern wird das freie Stahlzugglied durch ein Stabelement modelliert, welches den Ankerkopf mit dem Kopf des Verpresskörpers verbindet. Kann eine Verschiebung des Verpresskörpers während des Belastungsvorganges ausgeschlossen werden, kann das Stabelement im Bereich des Verpresskopfes an ein starres Auflager angeschlossen werden (siehe Abbildung 4.2:

Variante 1) [45]. Können Verschiebungen nicht ausgeschlossen werden, bieten die Varianten 2 und 3 der Abbildung 4.2 zwei unterschiedliche Möglichkeiten der Modellierung. Weitere Ausführungen sind der Arbeit von *Weber* [79] zu entnehmen.

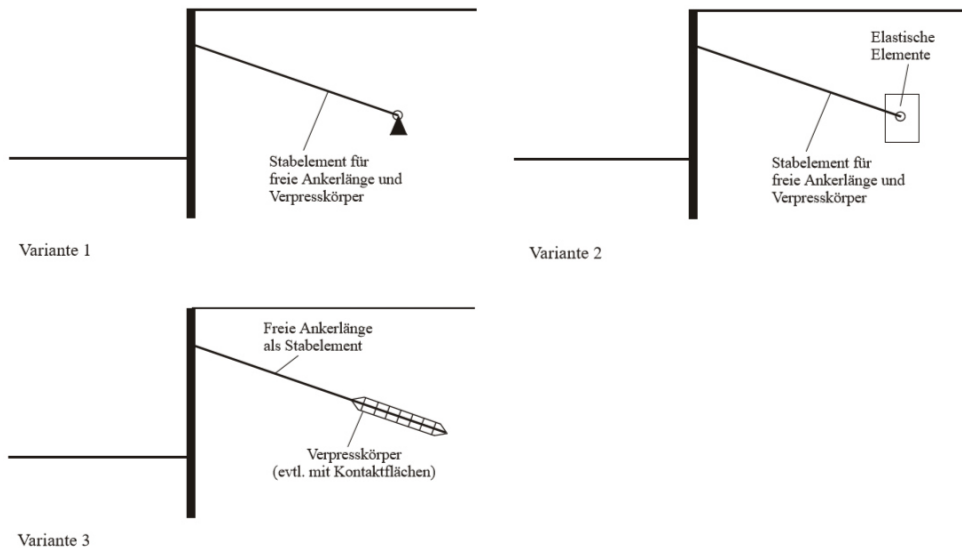


Abbildung 4.2: Möglichkeiten zur Abbildung eines Verpresskörpers [45]

4.2.4 Modellierung des Baufortschrittes

Aufgrund der Abhängigkeit der Bodeneigenschaften vom herrschenden Spannungszustand im Boden müssen die während der Herstellung der Baugrube auftretenden charakteristischen Spannungszustände möglichst wirklichkeitsnahe modelliert werden. Es sollte das als Ziel verfolgt werden, alle möglichen Spannungszustände im Sinne einer schrittweisen Analyse zu erfassen. *Katzenbach* [45] schlägt zur Berechnung einer einfach gestützten Baugrubenwand die Betrachtung folgender Zustände vor:

1. Primärspannungszustand
2. Errichtung Nachbarbebauung
3. Einbau Verbauwand
4. Aushub bis Anker/Steifenlage 1
5. Aufbringen Vorspannkraft Lage 1
6. Einbau Anker/Steifenlage 1
7. Endaushub

4.3 Gebräuchliche Stoffmodelle

4.3.1 Allgemeines

Stoffmodelle dienen zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und des Verformungsverhaltens eines Stoffes. Bei der Formulierung derartiger Stoffmodelle bedient man

sich mit dem Grundsatz der Erhaltung von Masse und Impuls eines der elementaren Prinzipien der Mechanik. Das physikalische Grundgesetz der Energieerhaltung kann bei Bodenstoffmodellen im Allgemeinen vernachlässigt werden, da die meisten Vorgänge dissipativ von statten gehen und die in Wärme umgewandelte Arbeit nur schwer messbar ist [3]. Somit ist man bestrebt, das Materialverhalten des Bodens durch Formeln und Gleichungen möglichst wirklichkeitsnahe zu beschreiben. Die Idealvorstellung eines Stoffmodelles besteht darin, sämtliche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für unterschiedliche Belastungsformen (z.B. Triaxialversuche mit Be-, Ent- und Wiederbelastung, Ödometerversuche, etc.) abbilden zu können. Diese Aufgabe wird durch den Umstand erschwert, dass es sich bei einem Bodenmaterial um einen natürlichen und sehr heterogenen Baustoff handelt und somit die Bodeneigenschaften oftmals nicht vollständig bekannt sind. Für andere im Bauwesen typische Baustoffe (Beton, Stahl, etc.) sind Festigkeits- und Materialparameter in der Literatur ausführlich tabelliert und können sehr einfach aus Tabellenwerken bezogen werden.

Allgemein wird zumeist das Ziel verfolgt, den granularen Stoff Boden, der in der Regel ein Dreiphasensystem darstellt, mittels kontinuumsmechanischer Formeln möglichst wirklichkeitsnahe zu beschreiben [3]. Dies gelingt umso besser, je eher ein Boden in seinem Verhalten einem Kontinuum ähnelt. Feinkörnige bindige Böden, lassen sich wesentlich einfacher beschreiben als heterogene nichtbindige Böden.

Grundsätzlich wird zwischen folgende Hauptgruppen von Stoffmodellen unterschieden [3]:

- Lineare Elastizität
- Elastoplastizität (z.B. Hardening Soil Modell)
- Anelastizität (z.B. Hypoplastizität)

4.3.2 Lineare Elastizität

Die lineare Elastizität ist die einfachste Möglichkeit ein Material zu beschreiben. Sie basiert auf dem Hooke'schen Gesetz und verwendet mit dem E-Modul E und der Poissonzahl ν zwei elastische Grundparameter. Ein großer Nachteil dieses Materialmodelles ist, dass kein Versagen und keine bleibenden plastischen Verformungen abgebildet werden können. In vielen Anwendungsbereichen der Geotechnik reicht die Berechnung von rein elastischen Verformungen allerdings nicht aus. Da keine plastischen Verformungen abgebildet werden können, sind Spannungszustände in ihrer Größe theoretisch unbegrenzt, was eine unendliche Festigkeit vortäuscht. Somit eignet sich die lineare Elastizität in der Regel nicht zur Abbildung von Vorgängen, jedoch für die Modellierung einzelner Zustände. Ein Anwendungsfeld ist zum Beispiel die Simulation der Betriebszustände bei der Bodenverdichtung mit dynamischen Walzen.

4.3.3 Elastoplastizität

Ein elastoplastisches Stoffmodell ist gekennzeichnet durch drei grundlegende Komponenten. Diese sind eine erforderliche Versagensfläche, ein plastisches Potential sowie eine optionale Verfestigungsfunktion [3].

Versagensfläche:

Die Versagensfläche wird auch als Fließfläche bezeichnet. Darunter versteht man jene Begrenzung der Spannungszustände, ab der bleibende (plastische) Verformungen auftreten. Innerhalb der angesprochenen Begrenzung liegt ein linear elastisches Materialverhalten vor.

Plastisches Potential:

Das plastische Potential kommt erst nach dem Überschreiten der Versagensfläche zu tragen. Es gibt vor, wie sich der Boden im Versagensfall verhält, d.h. es definiert Größe und Richtung der entstehenden irreversiblen Verformungen.

Verfestigungsfunktion:

Mit einer Verfestigungsfunktion wird dem Umstand Rechnung getragen, dass mit zunehmenden plastischen Verformungen eine Steigerung der Festigkeitseigenschaften einhergeht. Dies bedeutet, dass bei weiteren Belastungsschritten die elastisch aufnehmbaren Spannungszustände größer werden.

Mittels elastoplastischer Stoffmodelle ist es möglich, die steifigkeitsabhängigen Eigenschaften sowie deren elastisches und plastisches Dehnungsverhalten zu beschreiben. Die dabei benötigten Modellparameter sind im Gegensatz zu einem hypoplastischen Stoffmodell zumeist leichter bestimmbar, was die Anwendung in der Praxis, z.B. bei der Berechnung komplexer Baugruben, etc. leichter möglich macht.

Im Folgenden wird nur auf zwei elastoplastische Stoffmodelle im Überblick eingegangen.

4.3.3.1 Mohr Coulomb – MC

4.3.3.1.1 Allgemeines

Das Mohr Coulomb'sche Stoffmodell ist ein sehr einfaches und weit verbreitetes Bodenmodell, welches sich im Wesentlichen auf zwei Parameter stützt, die Kohäsion c und dem Reibungswinkel φ . Diese angeführten Größen lassen sich in Laborversuchen (Wiener Routine Scherversuch, Triaxialversuch, etc.) sehr leicht ermitteln und zusätzlich kann auf ein großes Spektrum an Erfahrungswerten zurückgegriffen werden.

Grundsätzlich handelt es sich beim MC-Stoffmodell um ein linear elastisch ideal plastisches Modell. Der Teil der linearen Elastizität wird mit dem Hooke'schen Gesetz beschrieben. Im Gegensatz zu dem im folgenden Kapitel behandelten Hardening Soil Modell tritt hier durch die

Zunahme der plastischen Verformungen keine zusätzliche Steigerung der Festigkeitseigenschaften des Bodens ein. Es wird daher beim klassischen MC-Modell nicht von der Möglichkeit einer zusätzlichen Verfestigungsfunktion Gebrauch gemacht.

4.3.3.1.2 Theoretische Grundlagen

Um quantifizieren zu können, ob elastische oder plastische Verformungen vorliegen, ist die Definition einer Versagensfläche f erforderlich [3]. Die Versagensfläche f ist definiert durch die Kohäsion c und durch den Reibungswinkel φ . Formuliert man die Fließflächen in Richtung der Hauptspannungen, ergeben sich folgende drei Fließfunktionen [51]:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad (4.1)$$

$$f_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad (4.2)$$

$$f_3 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \leq 0 \quad (4.3)$$

Stellt man die Gleichungen (4.1) bis (4.3) im Hauptspannungsraum dar, ergibt sich der für das MC-Modell typische hexagonale Fließflächentrichter.

Überschreitet ein Spannungszustand eine der Versagensflächen, entstehen plastische Dehnungen $d\varepsilon^{pl}$. Allgemein setzen sich die Dehnungen aus einem elastischen ε^e und einem plastischen Anteil ε^p wie folgt zusammen:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.4)$$

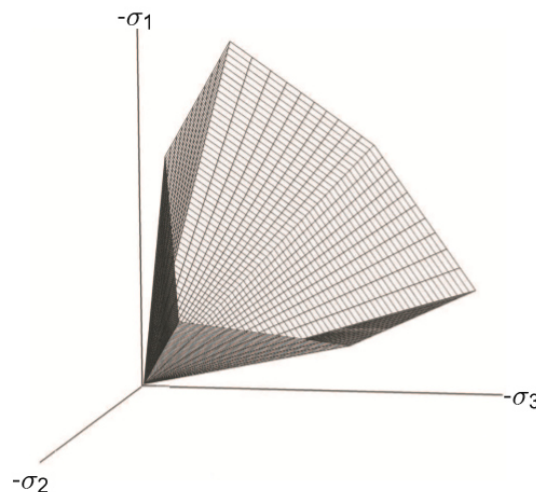


Abbildung 4.3: Darstellung der hexagonalen Fließfläche des MC-Modelles im Hauptspannungsraum [51]

Plastische Dehnungen sind gemäß der Plastizitätstheorie von *Hill* [42] proportional zur Ableitung der spannungsabhängigen Versagensfläche f . Dies hat zur Folge, dass plastische Dehnungen als orthogonale Vektoren zur Versagensfläche aufgefasst werden können. Da die Mohr Coulomb'sche

Versagensfläche die Dilatanz überschätzt, wurde eine Funktion g für das plastische Potential eingeführt. Die Ableitung der plastischen Dehnung kann im Allgemeinen durch den Zusammenhang in Gleichung (4.5) formuliert werden. Dabei fungiert λ als plastischer Multiplikator, welcher die Größe der plastischen Dehnungen bestimmt. Für vollkommen elastisches Verhalten ist λ gleich null [3].

$$\dot{\varepsilon}_i^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (4.5)$$

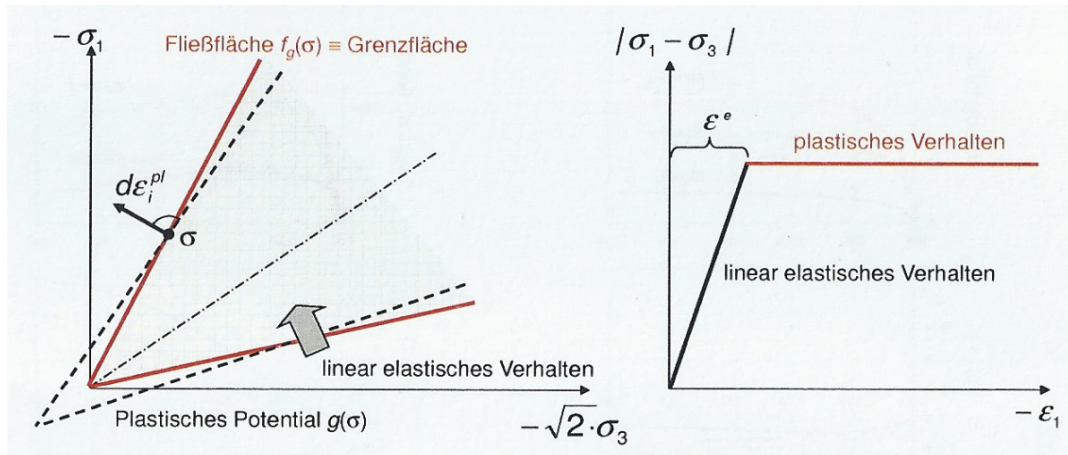


Abbildung 4.4: Darstellung der Versagensfläche und des plastischen Potentials für das Stoffmodell nach *Mohr Coulomb* [86]

Das plastische Potential ist dabei so definiert, dass stets dilatantes Materialverhalten auftritt, ein kontraktantes Verhalten wird somit ausgeschlossen. Beschrieben wird diese Volumenzunahme durch den Dilatanzwinkel ψ (Achtung: Dieser Winkel entspricht nicht jenem Dilatanzwinkel, welcher durch gängige Laborversuche ermittelt wird).

4.3.3.1.3 Ermittlung bzw. Bestimmung relevanter Modellparameter

Die einfache Handhabbarkeit des MC-Modells spiegelt sich auch in der einfachen Bestimmbarkeit der Modellparameter wider. Für die Bestimmung der Scherparameter c und φ gibt es zahlreiche Möglichkeiten. Je nach örtlichen Bodenverhältnissen werden entsprechende Verfahren angewendet. So ist es möglich, die Parameter mittels eines direkten Scherversuches zu bestimmen. Die Besonderheit dieses Versuches ist, dass die vertikale Beanspruchung während der gesamten Versuchsdurchführung nicht geändert und die Seitendehnung verhindert wird. Ein Vertreter dieser Gruppe ist der Rahmenscherversuch. Aufgrund der quadratischen Abscherfläche ist es in der Regel nur möglich gestörte Proben einzubauen. Die Konsolidierung der Probe erfolgt senkrecht zur Scherrichtung und kann je nach Bodenart variieren. Vor allem bei nichtbindigen Böden ist ein Rahmenscherversuch eine kostengünstige Möglichkeit. Eine Alternative ist die Bestimmung der Parameter bei behinderter Seitendehnung durch einen Triaxialversuch. Die aufwendigeren

Triaxialversuche werden vor allem bei bindigen Böden eingesetzt, da Bodenparameter nach Bedarf für unterschiedliche Verhältnisse (un-/drainiert, un-/konsolidiert) ermittelt werden können.

4.3.3.2 Hardening Soil Modell – HS-Modell

4.3.3.2.1 Allgemeines

Das Hardening Soil Stoffmodell ist ein Vertreter der elastoplastischen Stoffmodelle mit Verfestigung. Derartige Stoffmodelle werden in der Fachliteratur auch als höherwertige Stoffmodelle bezeichnet. Eine andere Bezeichnung für das HS-Modell ist „double hardening model“, in dieser Bezeichnung wird darauf Bezug genommen, dass zwei unabhängige Verfestigungen abgebildet werden können. Dies ist auf der einen Seite die Reibungsverfestigung, die durch eine Verschiebung der deviatorischen Versagensfläche f^s modelliert wird und auf der anderen Seite die Kompressionsverfestigung, die anhand der volumetrischen Versagensfläche f^c abgebildet wird.

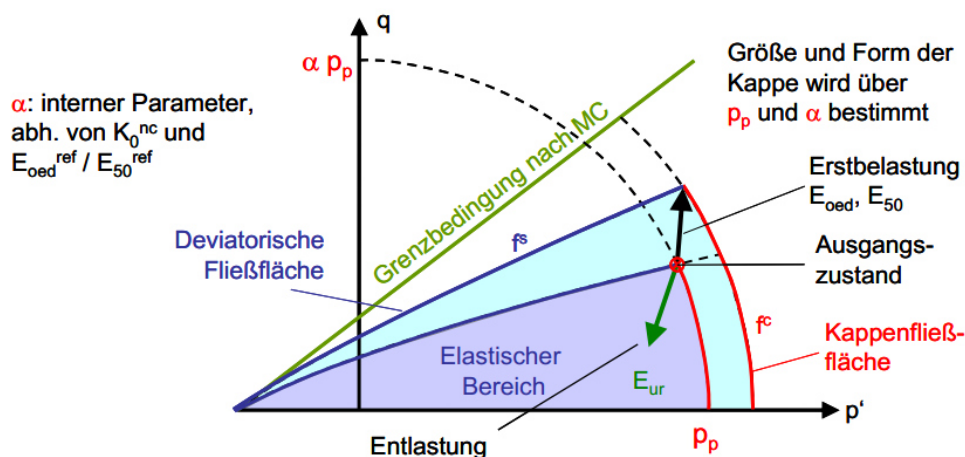


Abbildung 4.5: Fließflächen im Hardening Soil Model [35]

Das Hardening Soil Modell entstand aus dem bereits von *Kondner* [48] und *Duncan & Chang* [26] formulierten hyperbolischen Zusammenhang zwischen elastischer Dehnung ε^e und deviatorischer Spannung q . Durch die Implementierung von Scher- und Kompressionsverfestigung sowie Plastizität und Dilatanz wurde das heute bekannte HS - Stoffmodell entwickelt. Einige wichtige Charakteristika und Parameter des beschriebenen Stoffmodells sind [51]:

- | | |
|---|--|
| • Spannungsabhängige Steifigkeit | Parameter: m |
| • Plastische Dehnungen zufolge deviatorischer Spannungen | Parameter: E_{50}^{ref} |
| • Plastische Dehnungen zufolge kompressiver Erstbelastung | Parameter: E_{oed}^{ref} |
| • Elastische Be-/Ent-/Wiederbelastung | Parameter: E_{ur}^{ref} , ν_{ur} |
| • Parameter des Mohr-Coulomb'schen Fehlerkriteriums | Parameter: c , φ und ψ |

4.3.3.2.2 Theoretische Grundlagen

Bei Betrachtung der Abbildung 4.5 erkennt man, dass die Beschreibung der Grenzbedingung nach dem Gesetz von Mohr Coulomb mit Hilfe der Scherparameter c und φ erfolgt. Um die

spannungsabhängige Steifigkeit in das Stoffmodell zu implementieren werden weitere Parameter benötigt. Hierfür orientierte man sich an der von *Öhde* [55] entwickelten Beziehung zur Steifigkeitserhöhung (siehe Gleichung (4.6)) bei zunehmender Kompressionsbeanspruchung [35].

$$E = E_0 \cdot \left(\frac{p}{p_0} \right)^m \quad (4.6)$$

mit:

p	...	vorherrschende Spannung
p_0	...	Referenzspannung
E_0	...	zur Referenzspannung zugehöriger Steifemodul
m	...	Exponent zur Beschreibung von spannungsabhängigen Steifigkeiten

Zur Differenzierung der unterschiedlichen Spannungen wie Kompressions- und Deviatorspannung sowie zur Unterscheidung verschiedener Belastungsgeschichten (Erst-, Ent- und Wiederbelastung) wurden für das Hardening Soil Stoffmodell drei spannungsabhängige E-Moduln definiert. In allen drei Definitionen ist erkennbar, dass der jeweilige E-Modul als zugehörige Referenzsteifigkeit E_{xxx}^{ref} für eine bestimmte Referenzspannung p_{ref} festgelegt ist.

Kompressive Erstbelastung

Der spannungsabhängige E-Modul für die kompressive Erstbelastung ergibt sich unter Berücksichtigung des Referenzdruckes p_{ref} zu [51]:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_1 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4.7)$$

Im Gegensatz zu linear elastischen Stoffmodellen besteht beim HS-Modell kein konstanter Zusammenhang zwischen der Triaxial-Steifigkeit E_{50} und der einaxialen Steifigkeit E_{oed} aus dem Kompressionsversuch. Wie der Abbildung 4.6 zu entnehmen ist, wird die Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} mittels eines Tangentenmoduls bei der Referenzspannung $p_{ref} = -\sigma_3' / K_0^{nc} = -\sigma_1'$ am Erstbelastungsast bestimmt.

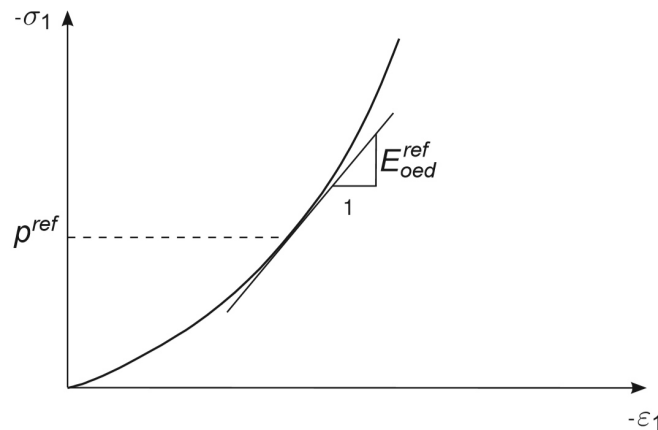


Abbildung 4.6: Bestimmung der Referenzsteifigkeit bei kompressiver Erstbelastung [51]

Deviatorische Erstbelastung:

Die von der Spannung abhängige Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung lässt sich anhand folgender Gleichung berechnen [51]:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4.8)$$

Die Implementierung der hyperbolischen Beziehung zwischen Dehnung und deviatorischer Spannung bei triaxialer Erstbelastung stellt eine weitere Grundlage des HS-Modells dar. Dieser Zusammenhang kann gemäß Gleichung (4.9) beschrieben werden [51]:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.9)$$

mit q_a ... asymptotischer Wert der Deviatorspannung

E_i ... Anfangssteifigkeit

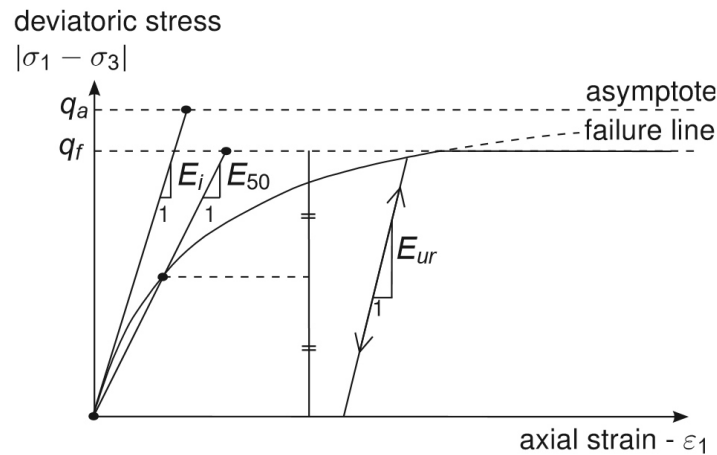


Abbildung 4.7: Bestimmung der Referenzsteifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung [51]

Da die Bestimmung der Anfangssteifigkeit schwierig ist, wird auf eine Sekantensteifigkeit bei 50% der maximalen Deviatorspannung q_f zurückgegriffen (siehe Abbildung 4.7). Die Größe von E_i kann mit Hilfe der hyperbolischen Beziehung über folgenden Zusammenhang rückgerechnet werden [51]:

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 \cdot R_f} \quad (4.10)$$

Der in Gleichung (4.10) verwendete Korrekturfaktor R_f wird eingeführt um zu berücksichtigen, dass die bei Versuchen gemessene maximale Deviatorspannung q_f kleiner ist als jene bei unendlicher Dehnung q_a . Erfahrungsgemäß hat sich $R_f = 0,9$ als sinnvoll erwiesen [51]. Als Referenzspannung bei deviatorischer Erstbelastung wird von PLAXIS [51] und ausgewählter Literatur [35] ein Wert von 100 kN/m^2 vorgeschlagen.

Ent-/Wiederbelastung:

Die in Gleichung (4.11) angeführte Definition beschreibt den spannungsabhängigen E-Modul für die Ent- und Wiederbelastung gemäß des Hardening Soil Stoffmodelles.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (4.11)$$

Je nach Belastungsart (Erst-, Ent- oder Wiederbelastung) werden dem Boden unterschiedliche Steifigkeiten zugeordnet. Dabei erfolgt der Vorgang der Ent- und Wiederbelastung linear elastisch. Im Unterschied dazu wird der Erstbelastung ein linear elastoplastisches Verhalten zugeordnet.

Im Zusammenhang mit der Definition der drei Moduln muss auch auf die Bedeutung des Exponenten m eingegangen werden. Dieser steuert die Abhängigkeit der Spannung von der Steifigkeit. Die Auswirkung des Exponenten auf die spannungsabhängige Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung ist in Abbildung 4.8 exemplarisch dargestellt. Ein Wert von 1,0 bewirkt einen linearen Zusammenhang. Gemäß den Erfahrungen liegt der Wert für bindigen Böden zwischen 0,8 - 1,0 und für nichtbindigen Böden bei 0,4 - 0,7 [51].

Wie bereits angedeutet, setzen sich die Dehnungen bei Erstbelastung im HS-Stoffmodell gedanklich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen. Handelt es sich um eine Entlastung und eine darauffolgende Wiederbelastung, treten bis zum Erreichen der maximalen Erstbelastung nur elastische Dehnungen auf (siehe Abbildung 4.5). Um zwischen den verschiedenen Belastungen (Erst-, Wiederbelastung und Entlastung) zu unterscheiden werden zwei Fließflächen eingeführt. Dies sind die Kappenfließfläche f_c sowie die deviatorische Fließfläche f_s .

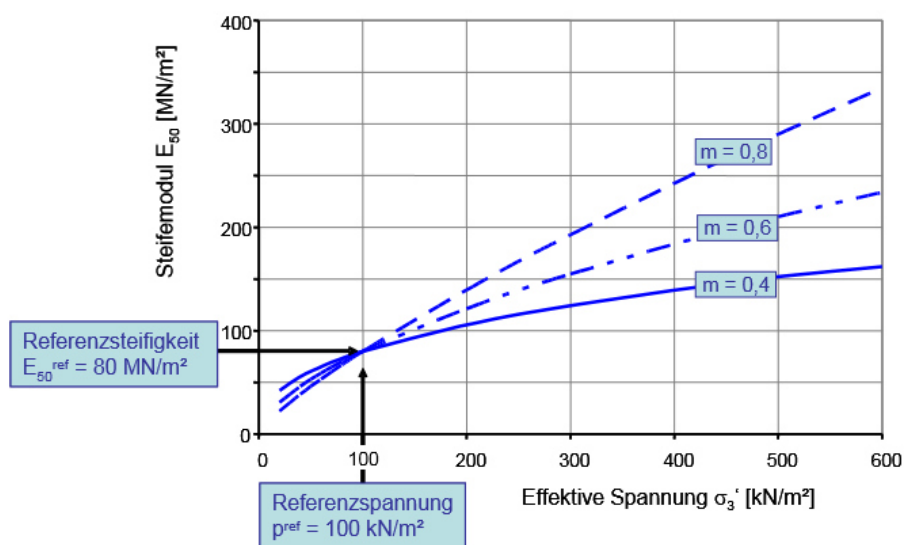


Abbildung 4.8: Beispiel einer spannungsabhängigen Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung

Kappenfließfläche ... f_c

Die Kappenfließfläche wird zur Modellierung der volumetrischen plastischen Dehnungen ε_v bei isotroper Belastung verwendet. Die Verschiebung der Kappenfläche entlang der hydrostatischen Achse dient zur Abbildung der Kompressionsverfestigung (siehe Abbildung 4.5). Dabei fungiert die isotrope Vorkonsolidierung p_p als Verfestigungsparameter. Zur geometrischen Beschreibung der Form der Fließfläche wird eine Ellipse verwendet.

Deviatorische Fließfläche ... f_s

Zur Modellierung der Reibungsverfestigung wird die deviatorische Fließfläche verwendet, indem die Fläche in Richtung der deviatorischen Achse verdreht wird (siehe Abbildung 4.9). Der Parameter für die durch Reibung induzierte Verfestigung ist die plastische Schubverzerrung. Mit zunehmenden Anteil der plastischen Verformungen nähert sich die Fließfläche der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung an [35] [51].

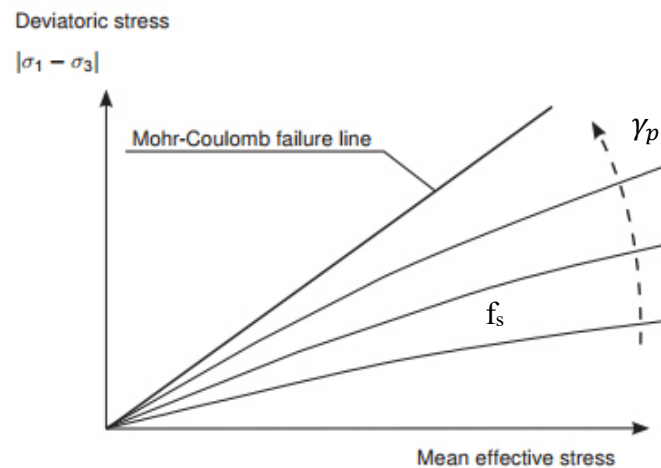


Abbildung 4.9: Auswirkung des Verfestigungsparameters γ_p auf die deviatorische Fließfläche [51]

4.3.3.2.3 Ermittlung bzw. Bestimmung relevanter Modellparameter

Um das Hardening Soil Modell zielführend und korrekt einsetzen zu können, ist die sorgfältige Bestimmung der wesentlichen Parameter von erheblicher Bedeutung. Werden Parameter falsch gewählt, können die Vorteile des Hardening Soil Modells schnell verloren gehen.

Die Problematik liegt laut *Fillibeck* [35] darin, dass zur Auswertung der deviatorischen Steifigkeit nur sehr wenige Erfahrungswerte vorliegen. Die Bestimmung der Moduln E_{50} und E_{ur} kann anhand von drainierten Triaxialversuchen erfolgen. Der Ödometermodul E_{oed} kann relativ einfach im Labor durch einen Ödometerversuch bzw. durch Bohrlochversuche (Dilatometer- oder Seitendruckversuche) im Feld bestimmt werden. Oftmals liegen nur Ödometer- und keine kostenintensiven Triaxialversuche vor. *Von Wolffersdorff* [86] empfiehlt daher zur Abschätzung der Materialparameter des HS-Modells die in Tabelle 4.1 angeführten Richtwerte.

Tabelle 4.1: Richtwerte für die Festlegung der HS-Bodenkennwerte [86]

Dilatanzwinkel	$\psi = \begin{cases} 0: & \varphi \leq 30^\circ \\ \varphi - 30^\circ: & \varphi \geq 30^\circ \end{cases}$	
Referenzsteifigkeit im Standardtriaxialversuch	$E_{50}^{ref} \approx 1,00 - 1,25 \cdot E_{oed}^{ref}$	
Referenzsteifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung	$E_{ur}^{ref} \approx 3,00 \cdot E_{oed}^{ref}$	bei nichtbindigen Böden
	$E_{ur}^{ref} \approx 3,00 \cdot E_{oed}^{ref}$	bei bindigen Böden
Exponent m für die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit	$m \approx 0,5 - 0,6$	bei nichtbindigen Böden
	$m \approx 0,7 - 1,0$	bei bindigen Böden

4.3.4 Anelastizität

Das Verhalten eines Bodens ist stark nichtlinear und anelastisch. Bei Scherverformungen zeigen Böden eine ausgeprägte Volumenänderung. „Nur wenige Stoffgesetze bilden dieshalbwegs brauchbar ab. Hypoplastische Stoffgesetze können alle obigen Eigenschaften sehr gut modellieren.“ [34]

4.3.4.1 Hypoplastizität

Das hypoplastische Stoffmodell eignet sich besonders für die Modellierung von kohäsionslosen Böden. Der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung wird dabei nach Gleichung (4.12) als Ratengesetz beschrieben. Darunter versteht man keinen direkten Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung, sondern das Modell beschreibt die Größe der Spannungsänderung die für eine gewisse Änderung der Dehnung erforderlich ist.

$$\dot{\sigma} = h(\sigma, \dot{\epsilon}) \quad (4.12)$$

Eine Spannungs-Dehnungsbeziehung ergibt sich in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte durch eine Integration über die Zeit. Aus der Kenntnis über das Verhalten von Sand in Laborversuchen folgen die drei wesentlichen Eigenschaften für die Funktion h [33]:

1. positiv homogen erster Ordnung in $\dot{\epsilon}$ (Geschwindigkeitsunabhängigkeit)
2. inkrementell nichtlinear in $\dot{\epsilon}$ (Betragsfunktion)
3. homogen in $\dot{\epsilon}$ (Steifigkeit ist spannungsabhängig)

Als Anwendungsbereich kann die Simulation von statischen Verdichtungs Vorgängen für kohäsionslose Böden angeführt werden. Ein großes Problem bei der Verwendung des hypoplastischen Stoffmodelles ist die Bestimmung und Kalibrierung von Stoffkonstanten und Zustandsgrößen, da diese vielfach nicht aus Versuchen abgeleitet werden können [3].

5. Klassische Berechnungsverfahren von Baugrubenumschließungen

5.1 Verfahren nach Blum

5.1.1 Allgemeines

Das Verfahren nach Blum zählt zur Gruppe der punktuellen Erdauflager (siehe Kapitel 3.4.1). Dank *Karl Blum* [16],[17] wurde es möglich, gerammte Spundwände anhand eines einfachen Berechnungsverfahrens zu bemessen. Für die Anwendung des Verfahrens sind nur wenige Bodenparameter erforderlich, dazu zählen die Wichte(n) des Bodens γ , der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c .

5.1.2 Systemgedanke

Durch die Einbindung einer Baugrubenwand in den anstehenden Boden (= Bodenauflager) werden die entstehenden Momente und Kräfte in den Boden abgetragen. Um eine Momentenbelastung in das Erdreich abtragen zu können, muss ein dem Moment äquivalentes Kräftepaar erzeugt werden. Mithilfe eines ausreichend tief liegenden theoretischen Drehpunktes, in dessen Tiefe keine horizontalen Verschiebungen entstehen, kann die Mobilisierung eines Kräftepaars erfolgen. Eine Drehung der Spundwand um diesen Punkt bewirkt im Bereich des Spundwandfußes eine Rückdrehung der Baugrubenwand gegen das anstehende Erdreich, wodurch Erdwiderstandsspannungen mobilisiert werden (siehe Abbildung 5.1a).

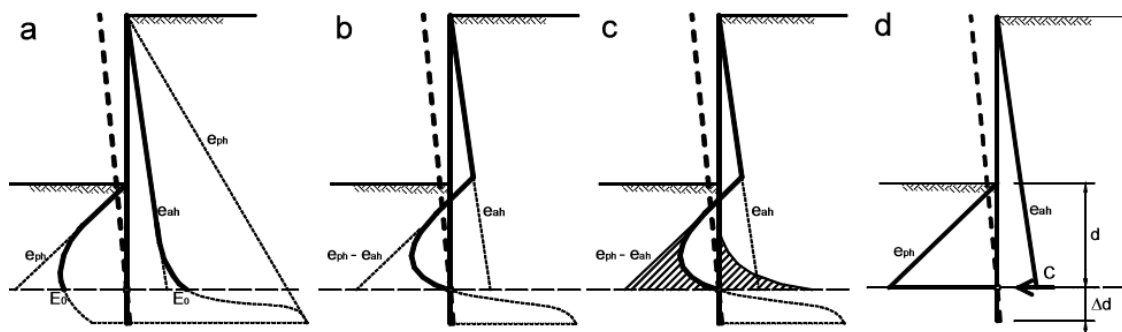


Abbildung 5.1: Schrittweise Vereinfachung der Spannungsverhältnisse bei Baugrubenverbauten nach dem Ansatz von *Blum* [71]

Blum nimmt zur Vereinfachung seiner Berechnung einen konstanten passiven Erddruckbeiwert an (entspricht einer linearen Erddruckverteilung, siehe Abbildung 5.1b), was eine Überschätzung des widerstehenden Erddruckes verursacht (siehe Abbildung 5.1c). Durch die Einführung einer zusätzlichen Kraft C , der *Blum'schen* Ersatzkraft, erfolgt ein Ausgleich der wirkenden Erddruckkräfte und die Implementierung der unterhalb des Drehpunktes angreifenden Erddruckkraft in der Berechnung (siehe Abbildung 5.1d). Als Kraftangriffspunkt wählt *Blum* vereinfachend den theoretischen Drehpunkt der Spundwand. Für die über den Drehpunkt hinausgehende Spundwandlänge Δd wird mit ausreichender Genauigkeit der Wert $0,2 \cdot d$ angenommen. Eine exakte Berechnung kann durch die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingung der horizontal wirkenden Kräfte vorgenommen werden.

Die Vereinfachungen von *Blum* lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- klassische Erddrucktheorie – ebene Gleitflächen
- glatte ($\delta = 0$), elastische (biegeweiche) Wand
- waagrechtes Gelände
- Drehung um den Fußpunkt

Für eine Verallgemeinerung der Berechnung wird nach Abbildung 5.2 die Spundwand in gleich lange Teile a_i zerlegt. Aus der Belastung jedes Spundwandabschnittes kann eine äquivalente Ersatzbelastung in Form einer Einzellast P_i gewonnen werden. Unterhalb des Belastungsnullpunktes wird die Belastung der Spundwand durch eine Dreieckslast mit der Steigung λ_r ersetzt. Diese bildet die Spannungsdifferenz der wirkenden passiven und aktiven Erddruckspannungen ab.

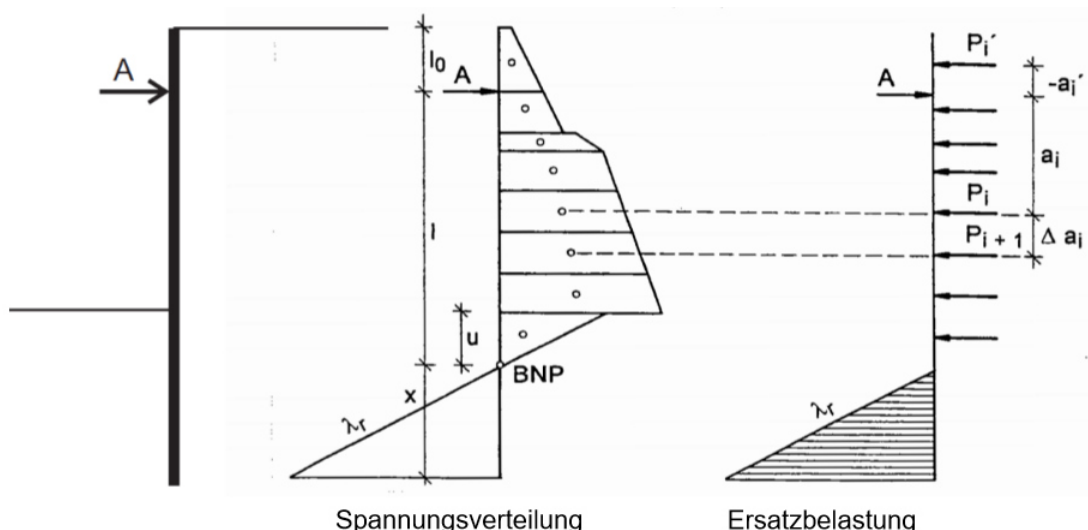


Abbildung 5.2: Darstellung des idealisierten Lastbildes nach dem Ansatz von *Blum* anhand von Fall I nach *Blum* [9]

Anhand dieses vereinfachten Erddruckmodells entwickelte *Blum* Berechnungsverfahren für fünf unterschiedliche Lagerungsbedingungen:

- Fall I: einfach verankert, unten vollkommen eingespannt
- Fall II: unverankert
- Fall III: einfach verankert, unten frei aufliegend (Balken auf zwei Stützen)
- Fall IV: oben eingespannt
- Fall V: oben und unten eingespannt

5.1.3 Fall I: einfach verankert, unten vollkommen eingespannt

Bei einer einfach verankerten und unten vollkommen eingespannten Wand liegt aus statischer Sicht ein einfach statisch unbestimmtes System vor. Zur Herleitung der Berechnungsformeln nach *Blum* muss somit zusätzlich zu den Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M = 0$ und $\Sigma H = 0$ eine Verträglichkeitsbedingung formuliert werden. Es wird daher gefordert, dass die resultierende Durchbiegung in Höhe der wirkenden Ankerkraft A den Wert Null annimmt. Um die Berechnung der Durchbiegung der Verbaukonstruktion zu erleichtern, erfolgt eine Unterteilung der einwirkenden Kräfte in vier Einzelbelastungen [17]:

- | | |
|---|----------------|
| a) Ankerkraft A | Abbildung 5.3a |
| b) Belastung oberhalb der Ankerkraft | Abbildung 5.3b |
| c) Belastung unterhalb der Ankerkraft | Abbildung 5.3c |
| d) Erddruckkraft unterhalb des Belastungsnulldpunktes | Abbildung 5.3d |

Aufgrund der Gültigkeit des Superpositionsgesetzes ist eine Aufsummierung der einzelnen Durchbiegungen möglich.

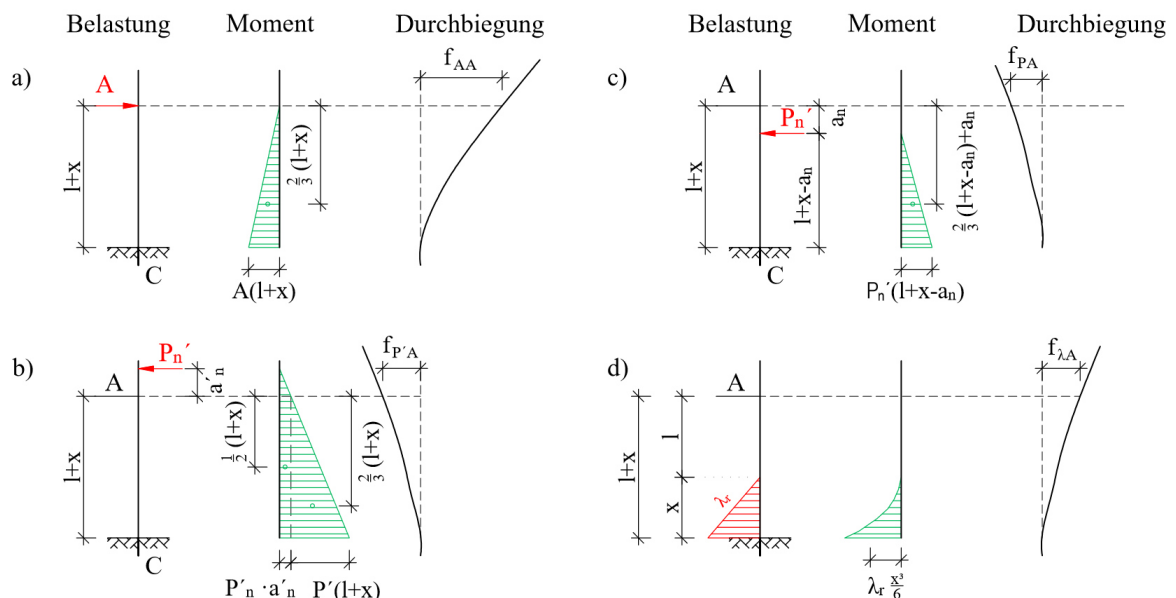


Abbildung 5.3: Statisches System und Lastbilder zur Ermittlung der Durchbiegung auf Höhe der Ankerung A für den Fall I nach *Blum*, adaptiert nach [17]

Berechnung der Durchbiegungen der Einzelbelastungen:

Für die in Abbildung 5.3a dargestellte Belastung folgt mithilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit eine Durchbiegung in Höhe der angreifenden Ankerkraft von [17]:

$$f_{AA} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{-A \cdot (l+x)^3}{3} \quad (5.1)$$

Um die weitere Berechnung zu erleichtern, wird die Abhängigkeit der Gleichung (5.1) von der Ankerkraft A mithilfe der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M_c = 0$ eliminiert. Die Durchbiegung f_{AA} ergibt sich nach erfolgter Umformung zu [17]:

$$f_{AA} = \frac{-(l+x)^3}{EI \cdot 3} \cdot \left\{ \sum P'_n \cdot [(l+x) - a'_n] + \sum P_n \cdot [(l+x) - a_n] - \frac{\lambda_r \cdot x^3}{3} \right\} \quad (5.2)$$

Aus der Belastung oberhalb der Verankerung (siehe Abbildung 5.3b) resultiert folgende Verformung [17]:

$$f_{PA} = \frac{\sum P'_n}{EI} \cdot \left[\frac{(l+x)^2}{2} \cdot a'_n + \frac{-(l+x)^3}{3} \right] \quad (5.3)$$

Mithilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit folgt für die in Abbildung 5.3c abgebildete Belastung eine Durchbiegung in der Höhe der Ankerkraft A von [17]:

$$f_{PA} = \sum P_n \cdot \frac{(l+x-a_n)^2}{EI \cdot 2} \cdot \left[a_n + \frac{2}{3} \cdot (l+x-a_n) \right] \quad (5.4)$$

Anhand des Erdwiderstandes nach Abbildung 5.3d ergibt sich die Durchbiegung in Höhe der Ankerkraft zu [17]:

$$f_{\lambda A} = -\int_0^x \frac{\lambda_r \cdot x^3}{6 \cdot EI} \cdot (l+x) dx = -\frac{\lambda_r}{120 \cdot EI} \cdot (4x^3 + 5lx^4) \quad (5.5)$$

Soll die Durchbiegung nun in Höhe der Verankerung null sein, ergibt sich nach erfolgter Umformung der in Gleichung (5.6) dargestellte Zusammenhang [17]:

$$\begin{aligned} \sum f_{AA} = 0 \mapsto \\ -\frac{\lambda_r}{60} \cdot [8x^5 + 25x^4l + 20x^3l^2] = (1+x)^2 \cdot \left[\sum P_n \cdot a_n - \sum P'_n \cdot a'_n \right] - \sum P_n \cdot a_n^3 \end{aligned} \quad (5.6)$$

Durch Substitution der Länge x mit $\xi \cdot l$, wobei ξ ein dimensionsloser Faktor ist, kann die Gleichung (5.6) folgendermaßen umgeformt werden [17]:

$$\xi^3 [0,8\xi^2 + 2,5\xi + 2,0] = (1+\xi)^2 \cdot m_l - n_l \quad (5.7)$$

Die darin enthaltenen Faktoren m_I und n_I beschreiben die wirkende Erddruckbelastung und sind wie folgt definiert [17]:

$$m_I = \frac{6}{\lambda_r \cdot t^3} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a \quad (5.8)$$

$$n_I = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^5} \cdot \sum_0^{+l} P \cdot a^3 \quad (5.9)$$

Zur einfacheren Verwendung fasst *Blum* die Berechnung und die Lösung der hyperbolischen Gleichung (5.7) in einem Nomogramm (siehe Abbildung 5.4) zusammen.

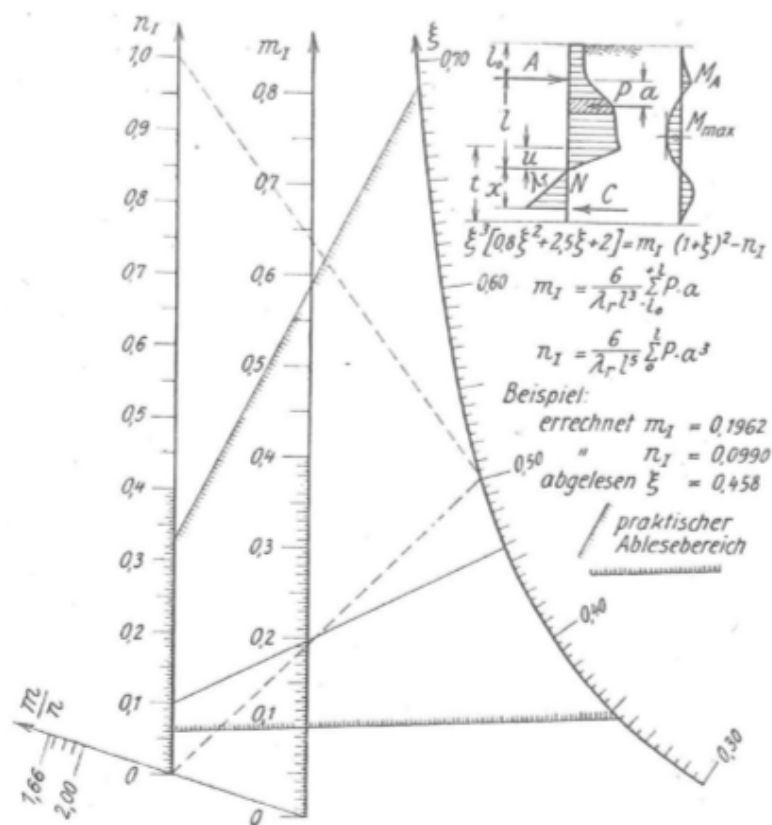


Abbildung 5.4: Nomogramm nach *Blum* für Fall I: einfach verankerte, unten vollkommen eingespannte Baugrubenwand [16]

Wird Gleichung (5.7) nach der Länge x aufgelöst, kann die erforderliche Einbindetiefe t anhand von Gleichung (5.10) berechnet werden. Die Verlängerung der Einbindetiefe Δx (über den theoretischen Drehpunkt C hinaus) kann mit 20% der Länge x angenommen werden [16]. Die Länge u beschreibt die Lage des Belastungsnullpunktes (siehe Abbildung 5.2). Das ist jene Tiefe unter der Baugrubensohle, an der die Belastung p null wird. Eine Bestimmung von u kann grafisch oder mittels der Steigung λ_r erfolgen.

$$t = u + x + \Delta x \quad (5.10)$$

5.1.4 Fall II: unverankert, unten vollkommen eingespannt

Fall II des Verfahrens am Ersatzbalken nach *Blum* behandelt eine unverankerte und im Boden voll eingespannte Baugrubenverbaukonstruktion. Diese Variante ist bei geringen Baugrubenhöhen sinnvoll, bei großen Tiefen würden sich dagegen unwirtschaftliche Wanddimensionen ergeben.

Die Belastung der Baugrubenwand modelliert *Blum* nach den in Kapitel 5.1.2 angeführten Vereinfachungen, woraus sich das in Abbildung 5.5 dargestellte Belastungsbild ergibt. Da keine zusätzliche Stützung der Baugrubenwand, sondern nur eine Einspannung im Bodenaufleger vorliegt, lässt sich die Verbaukonstruktion zu einem statisch bestimmten System vereinfachen. Durch Formulierung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M_c = 0$ und $\Sigma H = 0$, mehrere Umformungsschritte und Substitution der Länge x mit $\xi \cdot l$, wobei ξ ein dimensionsloser Faktor ist, kann der in Gleichung (5.11) angeführte Zusammenhang hergeleitet werden. Dieser ermöglicht die Berechnung der Länge x , welche für die Bestimmung der erforderlichen Einbindetiefe t notwendig ist.

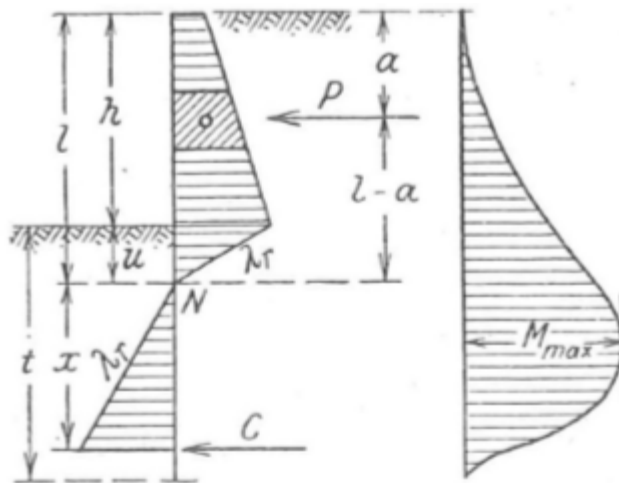


Abbildung 5.5: Belastungsbild für Fall II nach *Blum*, einseitig eingespannter Balken [16]

$$\xi^3 = m_{II} \cdot (1 + \xi) - n_{II} \quad (5.11)$$

Die in der obigen Gleichung enthaltenen Faktoren m_{II} und n_{II} beschreiben die wirkende Erddruckbelastung und sind wie folgt definiert [17]:

$$m_{II} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^2} \cdot \sum_0^l P \quad (5.12)$$

$$n_{II} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \cdot \sum_0^l P \cdot a \quad (5.13)$$

Mithilfe der Gleichung (5.11) kann die gesuchte Teileinbindelänge x berechnet werden. Die gesamte Einbindelänge t wird, wie bereits in Fall I nach *Blum*, durch Gleichung (5.10) berechnet. Dabei erfolgt die Addition der Teillängen u , x und λx .

5.1.5 Fall III: einfach verankert, unten frei aufliegend (Balken auf zwei Stützen)

Fall III nach *Blum* behandelt eine einfach verankerte und im Bereich des Bodenauflegers frei aufliegende Baugrubenwand. Unter einer freien Auflagerung im Erdauflegerbereich ist eine horizontal unverschiebbare frei drehbare Auflagerung (= keine Einspannwirkung) zu verstehen. Das beschriebene statische System der Baugrubenwand lässt sich somit zu einem Balken auf zwei Stützen vereinfachen (entspricht einem statisch bestimmten System). Die Formeln von *Blum* können daher durch Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M = 0$ und $\Sigma H = 0$ hergeleitet werden. Aufgrund der von *Blum* getroffenen Annahmen wird der Berechnung folgende Erddruckbelastung zugrunde gelegt:

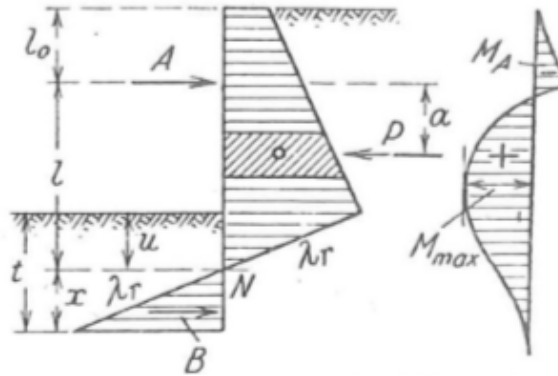


Abbildung 5.6: Belastungsbild für Fall III nach *Blum*, Balken auf zwei Stützen ohne Einspannung [16]

Durch Formulierung der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma H = 0$ lässt sich die Auflagerkraft A durch den in Gleichung (5.14) angeführten Zusammenhang beschreiben [17]:

$$A = \sum_{-l_0}^{+l} P - \frac{\lambda_r \cdot x^2}{2} \quad (5.14)$$

Das Momentengleichgewicht $\Sigma M = 0$ um die Resultierende der passiven Erddruckfläche wird gebildet mit [17]:

$$A \cdot (l + 2/3 \cdot x) = \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot [l + 2/3 \cdot x - a] \quad (5.15)$$

Formt man Gleichung (5.15) mehrfach um, entsteht der folgende Zusammenhang [17]:

$$A = \sum_{-l_0}^{+l} P - \frac{1}{l + 2/3 \cdot x} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a \quad (5.16)$$

Das Gleichsetzen der Gleichungen (5.14) und (5.16) ergibt [17]:

$$\frac{\lambda_r \cdot x^2}{2} = \frac{1}{l + 2/3 \cdot x} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a \quad (5.17)$$

Mittels Substitution der Länge x mit $\xi \cdot l$ und der Einführung des Faktors m_{III} nach Gleichung (5.19) ergibt sich folgender Zusammenhang [17]:

$$\xi^2 (2 \cdot \xi + 3) = m_{III} \quad (5.18)$$

$$m_{III} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \cdot \sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a \quad (5.19)$$

Mithilfe der Gleichung (5.18) kann die gesuchte Teillänge x der Einbindetiefe t ermittelt werden. Die erforderliche Einbindelänge t wird, wie bereits in den vorangegangenen Berechnungsfällen nach *Blum*, durch Gleichung (5.10) berechnet.

5.1.6 Fall IV: oben eingespannt

Fall IV nach *Blum* umfasst die Berechnung einer am oberen Ende eingespannten und am Wandfuß frei aufgelagerten Baugrubenwand. Dieser Fall kommt vor allem bei hohen Kaimauern vor, bei denen zum Beispiel das obere Ende in eine auf einem Pfahlrost liegende Betonplatte eingebunden ist. Aus statischer Sicht liegt ein zweifach statisch unbestimmtes System vor. Das auf die Verbaukonstruktion wirkende Belastungsbild ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Für die genaue Herleitung der Lösungsformel zur Berechnung der gesuchten Teileinbindelänge x wird auf die Arbeit von Lackner [49] verwiesen. Lackner führt für die Berechnung einer oben eingespannten Spundwand folgenden Zusammenhang an:

$$\xi^2 \cdot \left[(1 + \xi)^2 \cdot (2 + \xi) + 0,1 \cdot \xi^3 \right] = \frac{6 \cdot \sum_0^l P \cdot a^2 \cdot \xi}{\lambda_r \cdot l^4} + \frac{6 \cdot \sum_0^l P \cdot a^2 \cdot b_1}{\lambda_r \cdot l^5} \quad (5.20)$$

mit $\xi = x \cdot l$

und dem Hebelsarm der Momentenfläche bezogen auf den Belastungsnullpunkt N [17]:

$$b_1 = l - 1/3 \cdot \frac{\sum P \cdot a^3}{\sum P \cdot a^2}$$

Blum vereinfacht die Gleichung (5.20) mithilfe der Faktoren m_{IV} und n_{IV} . Daraus ergibt sich folgender Zusammenhang [17]:

$$\xi^2 \cdot \left[(1 + \xi)^2 \cdot (2 + \xi) + 0,1 \cdot \xi^3 \right] = m_{IV} \cdot (1 + \xi) - n_{IV} \quad (5.21)$$

Die darin enthaltenen Faktoren m_{IV} und n_{IV} beschreiben die wirkende Erddruckbelastung und sind wie folgt definiert [17]:

$$m_{IV} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^4} \cdot \sum_0^l P \cdot a^2 \quad (5.22)$$

$$n_{IV} = \frac{2}{\lambda_r \cdot l^5} \cdot \sum_0^l P \cdot a^3 \quad (5.23)$$

Die in Gleichung (5.24) enthaltenen Faktoren m_V und n_V beschreiben die wirkende Erddruckbelastung und sind wie folgt definiert [15]:

$$m_V = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^4} \cdot \sum_0^l P \cdot a^2 \quad (5.25)$$

$$n_V = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^5} \cdot \sum_0^l P \cdot a^3 \quad (5.26)$$

Mithilfe der Gleichung (5.24) kann die gesuchte Teillänge x der Einbindetiefe t ermittelt werden. Die erforderliche Einbindelänge t wird, wie bereits in den vorangegangenen Berechnungsfällen nach *Blum*, durch Gleichung (5.10) berechnet.

6. Normative Regelungen und Regelwerke für die Berechnung von Baugrubenumschließungen

6.1 ÖNORM B4434

6.1.1 Allgemeines

Die ÖNORM B4434 [58] regelt in Österreich die Berechnung von Erddrücken auf Stützkonstruktionen. Die enthaltenen Erddruckansätze beziehen sich sowohl auf den ebenen als auch auf den räumlichen Fall. Neben den unterschiedlichen Erddruckformen (Silo-, Verdichtungs-, passiver, aktiver, Erddruck etc.) werden die Grundlagen für die Berechnung von Baugrubenverbauten mit einem punktuellen Auflager sowie mittels Bettungsmodulverfahren normativ geregelt.

6.1.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite

6.1.2.1 Ergänzende Bestimmungen zur Erddruckberechnung

Zusätzlich zu den bereits in Kapitel 3.3 angeführten Bestimmungen enthält die ÖNORM B4434 [58] zahlreiche Ergänzungen zur Berechnung des Erddruckes auf der aktiven Seite der Verbauwand. So erfolgt die Bestimmung des Neigungswinkels des aktiven Erddruckes nach Tabelle 6.1. Liegen Reibungswinkel φ von weniger als 35° vor, wird der Berechnung eine ebene Gleitfläche zugrunde gelegt. Ist dies nicht der Fall, so kommen gekrümmte Gleitflächen zur Anwendung.

Tabelle 6.1: Bestimmung des Neigungswinkels des aktiven Erddruckes δ in Abhängigkeit der Wandrauigkeit gemäß ÖNORM B4434 [58]

Wandrauhigkeit	ebene Gleitfläche, Coulomb'sche Erddrucktheorie	gekrümmte Gleitfläche
verzahnt	$\delta = 2/3 \cdot \varphi$	$\delta = \varphi$
rau	$\delta = 2/3 \cdot \varphi$	$27,5^\circ \geq \delta \leq (\varphi - 2,5^\circ)$
weniger rau	$\delta = 1/3 \cdot \varphi$	$\delta = 1/2 \cdot \varphi$
glatt	$\delta = \varphi$	$\delta = \varphi$

Weiters ist bei der Berechnung von kohäsiven Böden zu überprüfen, ob der berechnete aktive Erddruck geringer als der normative horizontale Mindesterddruck nach Gleichung (3.9) ist. Tritt dieser Fall ein, so ist der Mindesterddruck $\min e_{ah}$ so lange zu berücksichtigen, bis der berechnete aktive Erddruck diesen übersteigt (siehe Abbildung 3.4). Im Hinblick auf die Verformungsempfindlichkeit und Nachgiebigkeit der Konstruktion unterscheidet die ÖNORM B4434 [58] drei Fälle, für welche sie unterschiedliche Erddruckansätze vorgibt:

Grabenverbaukonstruktionen und Baugrubensicherungen:

$$E_h = 0,25 \cdot (E_{0h} + 0,75 \cdot E_{ah}) \quad (6.1)$$

mit E_h ... Horizontalkomponente der erhöhten aktiven Erddruckkraft

E_{0h} ... horizontale Erdruhedruckkraft

E_{ah} ... horizontale aktive Erddruckkraft

Gebäudeunterfangungen:

$$E_h = 0,50 \cdot (E_{0h} + E_{ah}) \quad (6.2)$$

Verankerte Baugrubensicherungen:

$$E_h = 0,75 \cdot E_{0h} + 0,25 \cdot E_{ah} \quad (6.3)$$

Treten keine nennenswerten Verformungen in Wirkungsrichtung des Erddruckes auf, muss der Erdruhedruck berücksichtigt werden.

6.1.2.2 Erddruckumlagerungen

Liegen verankerte und ausgesteifte Baugrubenwände vor, muss eine Erddruckumlagerung berücksichtigt werden. Eine Erddruckumlagerung hat nach den Abbildungen 6.1 bis 6.3 zu erfolgen, sofern:

- die Geländeoberfläche waagrecht ist,
- mitteldicht oder dicht gelagerter nichtbindiger Boden oder mindestens steifer bindiger Boden ansteht,
- eine wenig nachgiebige Stützung vorliegt und
- vor Einbau der jeweils nächsten Steifenlage nicht tiefer ausgehoben wird als für den Einbau erforderlich (ca. 0,5 m) ist.

Legende zu den Abbildungen 6.1 bis 6.3:

$e_{ho,k}$	...	Obere Lastordinate
$e_{hu,k}$	...	Untere Lastordinate
h_k	...	Abstand der Aussteifung von der Geländeoberkante
h	...	Baugrubentiefe
h'	...	Höhe der Wand bis zum Belastungsnullpunkt
u	...	Abstand des Belastungsnullpunktes von der Baugrubensohle
z_e		Vertikalabstand der Erddruckkraft von der Baugrubensohle

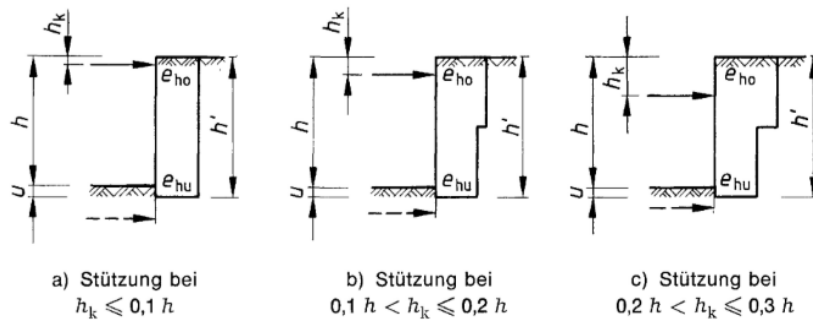


Abbildung 6.1: Lastbilder für einfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58]

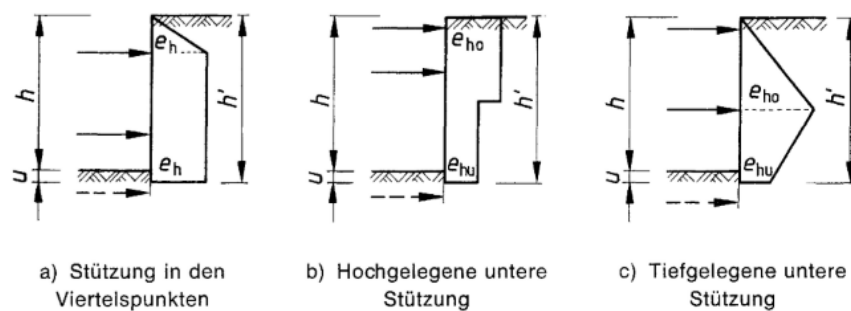


Abbildung 6.2: Lastbilder für zweifach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58]

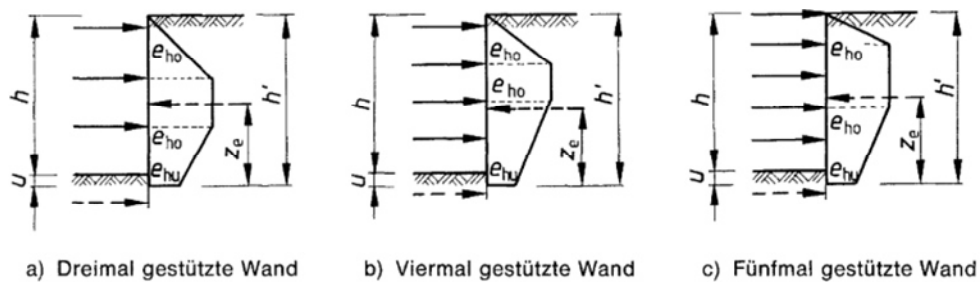


Abbildung 6.3: Lastbilder für mehrfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58]

6.1.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdrwiderlager)

Im Grundfall (Wandreibungswinkel, Geländeneigung und Wandreibungswinkel gleich null) wird der passive Erddruck mittels ebener Gleitflächen ermittelt. Liegen Abweichungen zum Grundfall vor oder übersteigt der Reibungswinkel 35° , muss der passive Erddruck anhand gekrümmter Gleitflächen berechnet werden.

Um den maximalen passiven Erddruck zu mobilisieren, ist gemäß ÖNORM B4434 [58] die Verschiebungsgrößen u_B erforderlich (siehe Tabelle 3.1). Die Verschiebungsgrößen u_B sind als

prozentuelle Größe der Wandhöhe h angegeben. Die in den Klammern angeführten Werte entsprechen jenen Verschiebungsgrößen, die zur Mobilisierung der halben Bruchlast erforderlich sind. Für die Berechnung von teilmobilisierten passiven Erddruckspannungen kann der Anteil des passiven Erddruckes nach Abbildung 6.4 bestimmt werden.

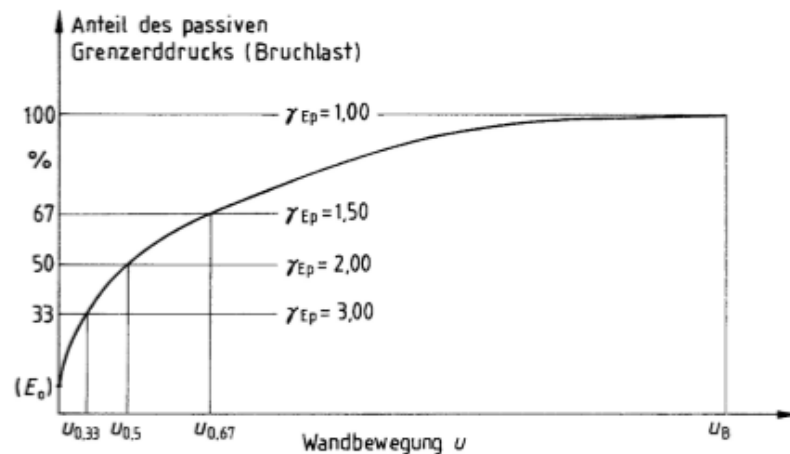


Abbildung 6.4: Ermittlung der Wandbewegung in Abhängigkeit von der Ausnutzung des passiven Erddruckes gemäß ÖNORM B4434 [58]

6.1.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers

6.1.3.1.1 Modellierung als punktueller Auflager

Die ÖNORM B4434 [58] unterscheidet nach Abbildung 6.5 a) bis e) verschiedene Möglichkeiten zur mechanischen Modellierung des Erdwiderlagers. Die Erddruckverteilung des passiven Erddruckes aus dem Bodeneigengewicht erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Form eines Dreiecks. Im Gebrauchszustand wird der passive Erddruck nicht konstant über die gesamte Einbindetiefe mobilisiert. So wird der Grenzzustand im oberflächennahen Bereich früher erreicht als in tieferen Bereichen. Daraus folgt, dass die Resultierende der passiven Erddruckspannungen in ihrer Höhenlage höher angenommen werden kann als es die (theoretische) dreieckförmige Spannungsverteilung ergibt.

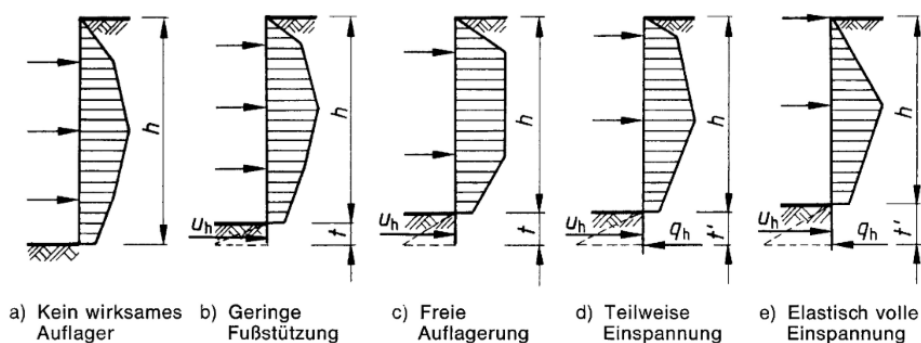


Abbildung 6.5: Möglichkeiten der Auflagerung von mehrfach gestützten Baugruben im Boden, Erddruck infolge Bodeneigengewicht gemäß ÖNORM B4434 [58]

6.1.3.1.2 Modellierung des Erdwiderlagers anhand einer elastischen Bettung

Zur mechanischen Modellierung des Bodenaufagers einer Verbaukonstruktion kann eine elastische Bettung mit konventionellem Erddruckmodell verwendet werden. Unter einem konventionellen Erddruckmodell wird die Berücksichtigung von mobilisierten Erddruckspannungen ab der Baugrubensohle verstanden; eingeprägte Primärspannungen bleiben unberücksichtigt. Die resultierende Erddruckwiderstandskraft errechnet sich aus dem Integral der mobilisierten Bettungsspannungen über die Einbindetiefe. Für die Mobilisierung von Erdwiderstandsspannungen ist eine Verformung der Baugrubenwand in Richtung des Bodens erforderlich. Das Auftreten von Zugspannungen ist daher nicht möglich. Mit der diskreten und der kontinuierlichen Bettung werden zwei unterschiedliche Möglichkeiten zur Modellierung einer elastischen Bettung angeführt. Die kontinuierliche Bettung beschreibt nach Gleichung (6.4) eine Änderung der Bettungsspannung je Verformung Δu (siehe Abbildung 6.6a bis c):

$$k_h(z) = \frac{\Delta p}{\Delta u} \quad (6.4)$$

mit: Δp ... Änderung der Bettungsspannung (Kontaktspannung)
 Δu ... Änderung der Verschiebung der Konstruktion relativ zum Boden

Bei der diskreten Bettung nach den Gleichungen (6.5) und (6.6) ist bereits jeder Feder eine Fläche A zugeordnet (siehe Abbildung 6.6d):

$$K_h(z) = \frac{\Delta P}{\Delta u} \quad (6.5)$$

$$K_h(z) = k_h(z) \cdot A \quad (6.6)$$

mit: ΔP ... Änderung der auf eine Teilfläche wirkenden Bettungskraft
 A ... Größe der einer Feder zugeordneten Teilfläche

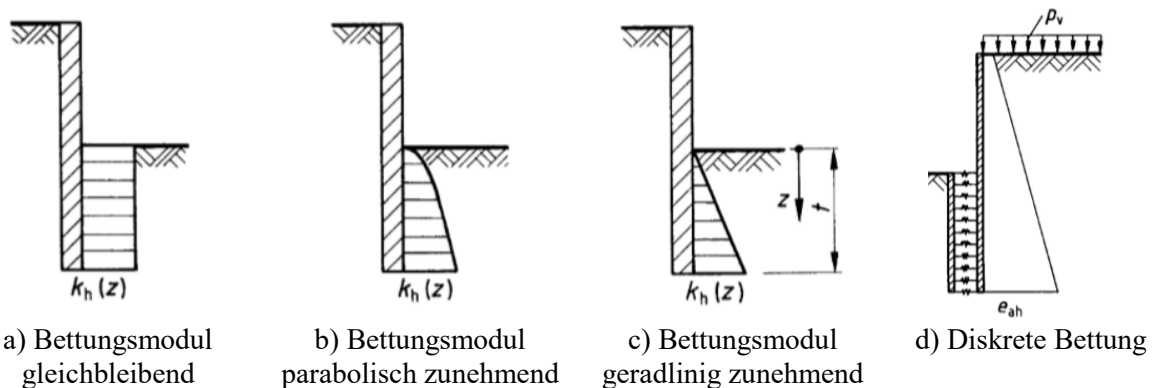


Abbildung 6.6: Darstellung der kontinuierlichen Bettung (a - c) und der diskreten Bettung (d)

gemäß ÖNORM B4434 [58]

Gemäß ÖNORM B4434 [58] ist der Bettungsmodul von fünf wesentlichen Faktoren abhängig:

- vom rheologischen Verhalten des Bodens (Steifemodul, Viskosität)
- von der Scherfestigkeit des Bodens
- von der Art und Größe der Bewegung der Konstruktion
- von der Größe und Form der Druckfläche
- von der Tiefenlage unter der Geländeoberfläche

Der Bettungsmodul kann gemäß ÖNORM B4434 anhand folgender Verfahren bestimmt werden:

a) Annahme von Bettungsmodulverteilungen:

Anhand von Erfahrungen, welche durch Berechnungen von (bereits ausgeführten) Baugrubenverbauten gewonnen wurden, können Planer und geotechnische Gutachter bewährte Bettungsmodulgrößen und Verteilungen festlegen.

b) Rückrechnung von Verformungsmessungen:

Liegen Verformungsmessungen von vergleichbaren Baugrubenumschließungen vor, kann durch eine Rückrechnung des Bettungsmodulverlaufes auf eine Verteilung des Bettungsmoduls im Bodenaufleger der herzustellenden Baugrubenwand geschlossen werden. Von vergleichbaren Baugruben ist die Rede, wenn die örtlichen Bodenverhältnisse, Abmessungen, Nachbarbebauungen etc. der zu berechnenden Baugrube ähnlich sind.

c) Festlegung der Bettungsmodulverteilung aufgrund von Erddruck- und Verformungskriterien:

Mit der in der ÖNORM angeführten Mobilisierungsfunktion nach *Bartl* [13] (siehe Gleichung (6.7)) kann die Abschätzung des Bettungsmoduls mithilfe einer Widerstand-Verformungsbeziehung erfolgen:

$$e'_{ph} = e_{0h} + (e_{ph} - e_{0h}) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{0,7} \quad (6.7)$$

mit e_{0h} ... Erdruhedruckspannung
 e_{ph} ... passive Erddruckspannung
 u_B ... Verschiebungsgröße im Bruchzustand

Tabelle 6.2: Verschiebungsgröße u_B für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe h gemäß ÖNORM B4434 [58]

Bewegungsart	Aktiver Erddruck		Passiver Erddruck	
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	lockere Lagerung	dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2	30 (4,0)	10 (2,5)
Parallelverschiebung	0,2 bis 0,0	0,05 bis 0,1	10 (0,5)	5 (0,5)
Kopfpunktdrehung	0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5	15 (1,0)	5 (0,5)
Durchbiegung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2		

d) Berechnung des Bettungsmoduls mithilfe des Steifemoduls:

Nach Gleichung (6.8) kann der Bettungsmodul mittels des Steifemoduls E_s und der Einbindelänge t berechnet werden. Eine Unterscheidung zwischen einer durchgehenden Wand und einem Einzelpfahl erfolgt mit dem dimensionslosen Faktor ω .

$$k_h(z) \leq \frac{E_s}{\omega \cdot t} \quad (6.8)$$

mit	E_s	...	Steifemodul
	t	...	Wände: Einbindelänge; Pfähle: Durchmesser
	ω	...	Wände: $\omega = 0,65$; Einzelpfähle: $\omega = 1,00$

6.1.4 Wirkung des Wassers

Abbildung 3.25 zeigt eine Baugrubensituation mit den verschiedenen denkbaren Einflüssen des Grundwassers auf den Erddruck. Neben der Porenwasserdruckkraft U haben auch die Wasserdruckkräfte W_i , die sich sowohl in Rissen (z.B. ausgehend von der Geländeoberkante) als auch auf der Rückseite der Baugrubenwand aufbauen können, Einfluss auf die wirkende Erddruckkraft.

Laut ÖNORM B4434 [58] muss die Berechnung der aktiven Erddruckkraft mithilfe des totalen Gewichtes des Gleitkörpers und unter Berücksichtigung der Porenwasserdruckkraft U in der Gleitfläche und/oder der Wasserdruckkräfte W_i (siehe Abbildung 3.25) erfolgen. Der dabei entstehende Zusatzerddruck für eine Gleitfläche beträgt nach der ÖNORM B4434 [58]:

$$E_a(U, W) = U \cdot \frac{\sin(\varphi)}{\cos(\vartheta - \chi)} + \sum W_i \cdot \frac{\cos(\vartheta - \varphi)}{\cos(\vartheta - \chi)} \quad (6.9)$$

mit	φ	...	Reibungswinkel
	ϑ	...	Neigungswinkel der Gleitfläche
	W_i	...	resultierende Wasserdruckkräfte nach Abbildung 3.25
	χ	...	Hilfswinkel

Liegt eine Umströmung der Baugrubenverbauwand vor, kann näherungsweise mit dem wirksamen Gleitköpergewicht gerechnet werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Grundwasserströmung im gesamten Gleitkörper vertikal gerichtet ist. Dies ist eine vereinfachte Annahme, welche jedoch auf der sicheren Seite liegt und die Verwendung der klassischen Erddruckgleichungen (siehe Gleichung (3.3) bis (3.8) bzw. (3.13) bis (3.16)) ermöglicht. Die wirksame Wichte γ' wird für die aktive Seite der Baugrubenwand nach Gleichung (3.68) und für die passive Seite nach Gleichung (3.69) berechnet. Erfolgt aufgrund der Einbindung der Baugrubenwand in eine grundwasserstauende Schicht keine Umströmung der Verbauwand, kann der Erddruck vereinfachend mit der Wichte unter Auftrieb ermittelt werden. Die Wirkung von Porenwasserdrücken und Wasserdrücken auf den Gleitkörper müssen nicht berücksichtigt werden.

6.2 RVS 09.01.41

6.2.1 Allgemeines

Die RVS 09.01.41 [64] ist eine von der österreichischen Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (FSV) erarbeitete Richtlinie. Der Anwendungsbereich umfasst die „Planung und Konstruktion von Schachtbauwerken, Stützbauwerken, Tunneln und Wannen der Straßen- und Schieneninfrastruktur, in offener Bauweise im Lockergestein“ [64]. Im Falle einer geschlossenen Bauweise verweist die Richtlinie auf die weiterführende RVS 09.01.42 [65].

6.2.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite

6.2.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckbestimmung

Die Berechnung des Erddruckes erfolgt bis zum Vorliegen der ÖNORM B 1997-1-4 gemäß der ÖNORM B4434 [58], jedoch unter Berücksichtigung der Ergänzungen der RVS 09.01.41 [66]. So muss die Ermittlung des aktiven Erddruckbeiwertes bei Schlitz- und Bohrpfahlwänden im Regelfall mit einem Wandreibungswinkel von $2/3\varphi$ (mit φ ... Reibungswinkel) erfolgen. Die charakteristischen Einwirkungen infolge von Erddrücken werden bei gestützten Baugrubenwänden durch einen erhöhten aktiven Erddruck modelliert. Dieser wird im Regelfall durch eine additive Kombination aus 75% aktivem Erddruck und 25% Erdruhedruck berechnet. Eine Abweichung von diesem Regelfall ist sachverständig festzulegen. Die charakteristisch wirkenden Erddruckgrößen auf ungestützte Baugrubenwände werden ohne Erhöhung des aktiven Erddruckes und der Erddruckumlagerung ermittelt.

6.2.2.2 Erddruckumlagerung

Die Erddruckumlagerung einer verankerten oder abgestützten Baugrubenwand erfolgt unter Berücksichtigung der Ergänzungen der RVS 09.01.41 [64] bis zum Vorliegen der ÖNORM B 1997-1-4 gemäß der ÖNORM B 4434 [58]. So wird in den Abbildungen 6.1 und 6.3, welcher der ÖNORM B 4434 entnommen sind, die Höhe h' durch die Höhe h ersetzt. Zusätzlich wird das Maß Δa (siehe Abbildung 6.7) eingeführt, welches Ungenauigkeiten im Zuge der Aushubarbeiten abdecken soll. Die Erddruckumlagerung erfolgt daher bis zu einer Tiefe von Δa unterhalb der Baugrubensohle. Kann sichergestellt werden, dass es zu keinem Mehraushub kommt oder dass unverzüglich nach Beendigung des Aushubes eine versiegelnde Baugrubensohle hergestellt wird, darf Δa mit dem Wert Null angenommen werden. Da es sich bei der Schicht Δa um eine Sicherheit in Bezug auf die Ausführungsqualität handelt, ist eine Berücksichtigung als zusätzliche Auflast nicht möglich.

Legende zu den Abbildungen 6.7 und 6.8:

$e_{ah,min}$	...	Mindesterdruddruck
$e_{E,k}$	...	charakteristische Einwirkung infolge des aktiven Erddrucks bzw. bei vorhandener Bebauung infolge des erhöhten aktiven Erddruckes
$e_{ph,k}$	...	Wert der charakteristischen Einwirkung infolge des Erddrucks $e_{E,k}$ auf dem Niveau der Baugrubensohle abzüglich dem Maß Δa
$e_{E,k,\Delta a}$	...	passive Erddruckspannung
$\sigma_{tr,k}$	...	mobilisierte Bettungsspannung
t_{min}	...	Mindesteinbindetiefe
t	...	gesamte Einbindetiefe
γ_E	...	Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Tabelle 7
$\gamma_{R,e}$	...	Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Pkt. 4.4.4.1
A	...	Auflagerkraft

6.2.3.1.1 Konventionelles Erddruckmodell (RVS: Kap. 4.4.2)

Der Erddruckansatz des konventionellen Erddruckmodells besteht im Fußauflagerbereich ausschließlich aus den mobilisierten Bettungsspannungen. Eingeprägte Primärspannungen werden nicht berücksichtigt.

In Abhängigkeit von der Stützung der Baugrubenwand enthält die RVS 09.01.41 [64] unterschiedliche Bestimmungen für die Begrenzung der Erddruckspannungen im Bodenaflagerbereich. Dabei wird zwischen ungestützten und gestützten Konstruktionen unterschieden:

- **Erddruckwiderstand bei gestützten Baugrubenwänden**

Die Modellierung des Erdaufagers erfolgt nach Abbildung 6.7 mit der Annahme einer mobilisierten Bettungsspannung ab der Tiefe Δa unterhalb der Baugrubensohle. Jedoch darf nach Gleichung (6.10) die mobilisierte Bettungsspannung $\sigma_{tr,k}$ an keiner Stelle die maximal mobilisierbare passive Erddruckspannung $e_{ph,k}$ überschreiten.

$$\sigma_{tr,k} \leq e_{ph,k} \quad (6.10)$$

- **Erddruckwiderstand bei ungestützten Baugrubenwänden**

Um den Gleichgewichtsverlust infolge einer Drehung der Wand bei ungestützten Baugrubenwänden (siehe Abbildung 6.8) mit ausreichender Sicherheit zu vermeiden, muss folgende Bedingung eingehalten werden:

$$\sigma_{tr,k} / \gamma_{R,e} \leq e_{ph,k} \cdot \gamma_E \quad (6.11)$$

In Gleichung (6.11) werden die mobilisierten Bettungsspannungen $\sigma_{tr,k}$ durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,e}$ dividiert und die maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen $e_{ph,k}$ wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_E multipliziert

6.2.3.1.2 Bemessung von Baugrubenverbauten bei Berücksichtigung von Mobilisierungsfunktion bzw. Überwindung von Primärspannungszuständen (RVS: Kap. 11.1)

Eine Baugrubenumschließung kann unter Berücksichtigung einer Mobilisierungsfunktion und eines eingepprägten Primärspannungszustandes berechnet werden, wenn es in Zukunft möglich ist, anhand von vorausseilenden Bodenuntersuchungen, Messungen etc. charakteristische Bodenparameter sachverständig anzugeben [64], die es ermöglichen eine wirklichkeitsnahe Mobilisierungsfunktion nach EN1997-1 (Anhang: Bild 4) zu formulieren. Abgesehen davon kann durch die Bestimmung/Festlegung eines „charakteristischen Wert eines Steifemoduls, der ein Verformungsverhalten einer Wand unter Berücksichtigung eines im Baugrund existierenden Primärspannungszustandes realitätsnah beschreibt“ [64], eine Berechnung der Baugrubenumschließung gemäß dem Kapitel 11.1 der RVS 09.01.41 [64] erfolgen. Durch die Verwendung von üblichen Erfahrungswerten für k_{sh} in Kombination mit einem eingepprägten Primärspannungszustand werden in der Regel zu steife Baugrubenverbaukonstruktionen vorgetäuscht [64]. Um Berechnungen im Sinne des Kapitels 11.1 der RVS 09.01.41 durchzuführen, sind von einem Sachverständigen für Geotechnik folgende Parameter festzulegen:

- Parameter der Mobilisierungsfunktion (Präzisierung der Werte der Tabelle C.2 der ÖNORM EN 1997-1 [56] bzw. Tabelle 1 der ÖNORM B4434 [58])
- Definition eines eingepprägten Primärspannungszustandes auf der Seite des Baugrubenaushubes

Wie bereits in Kapitel 6.2.3.1 angeführt, unterscheidet die RVS in Abhängigkeit von der Stützung der Baugrubenwand unterschiedliche Bestimmungen für die Erddruckspannungsbegrenzung im Bodenauflegerbereich:

- **Erddruckwiderstand bei gestützten Baugrubenwänden**

Bei der Berechnung einer gestützten Baugrubenverbaukonstruktion (siehe Abbildung 6.9) gemäß dem Anhang der RVS 09.01.41 [64] muss ein verbleibender Primärspannungszustand $\sigma_{0,k}$ berücksichtigt werden. Im Unterschied zu Gleichung (6.10) darf nach Gleichung (6.12) die Summe aus mobilisierten Bettungsspannungen $\sigma_{p,k}$ und der eingepprägten Primärspannungen $\sigma_{0,k}$ den maximalen passiven Erddruckspannungen an keiner Stelle überschreiten.

$$\sigma_{tr,k} + \sigma_{0,k} = \sigma_{p,k} \quad (6.12)$$

mit:

$\sigma_{tr,k}$	...	charakteristischer Wert der mobilisierten Bettungsspannung
$\sigma_{p,k}$	...	charakteristischer Wert des mobilisierbaren passiven Erddruckes gemäß Angabe durch einen Sachverständigen für Geotechnik (für nichtbindige Böden siehe auch Bild C.4 der ÖNORM EN 1997-1)
$\sigma_{0,k}$	...	charakteristischer Wert des Primärspannungszustandes

- **Erddruckwiderstand bei ungestützten Baugrubenwänden**

Erfolgt die Berechnung einer ungestützten Baugrubenwand unter Berücksichtigung eines

eingepägten Primärspannungszustandes $\sigma_{0,k}$ (siehe Abbildung 6.10), muss zur Gewährleistung einer ausreichenden Sicherheit gegen den Gleichgewichtsverlust infolge einer Drehung der Wand Gleichung (6.13) eingehalten werden.

$$(\sigma_{tr,k} + \sigma_{0,k}) \cdot \gamma_E \leq \sigma_{p,k} / \gamma_{R,e} \quad (6.13)$$

mit: γ_E ... Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Tabelle 7
 $\gamma_{R,e}$... Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Pkt. 4.4.4.1

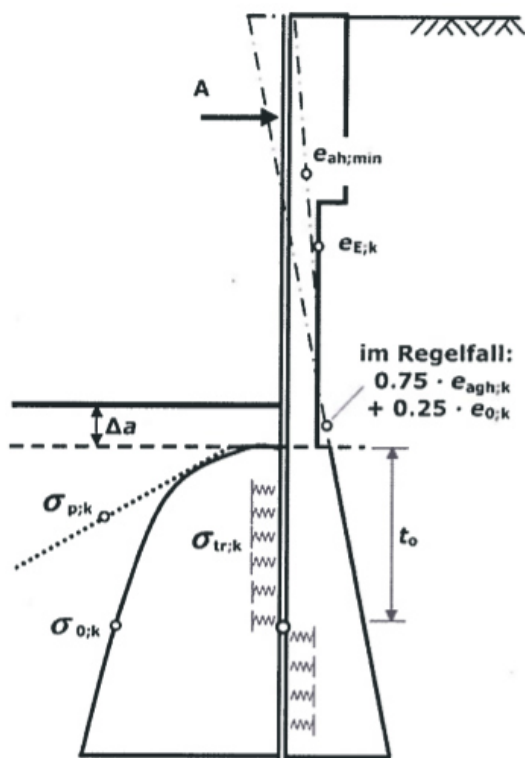


Abbildung 6.9: Erddruckmodell einer gestützten Verbauwand unter Berücksichtigung eines eingepägten Primärspannungszustandes nach RVS 09.01.41 [64]

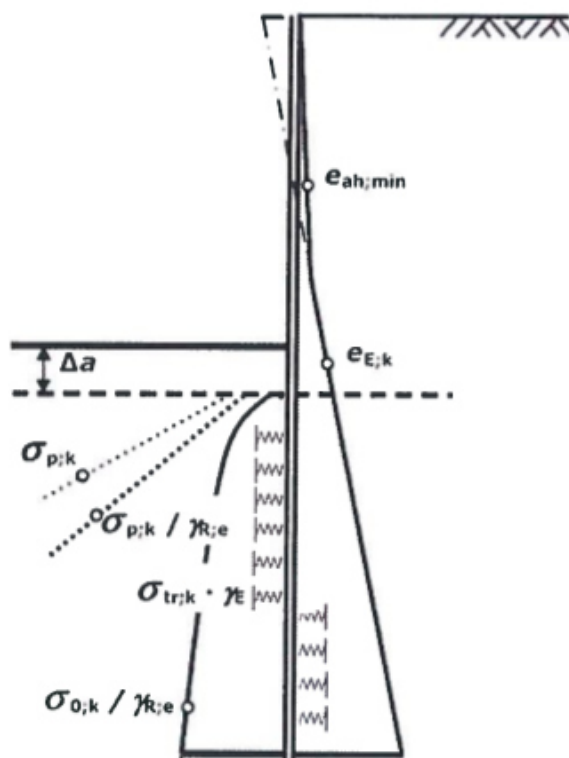


Abbildung 6.10: Erddruckmodell einer ungestützten Verbauwand unter Berücksichtigung eines eingepägten Primärspannungszustandes nach RVS 09.01.41 [64]

Legende zu den obigen Abbildungen:

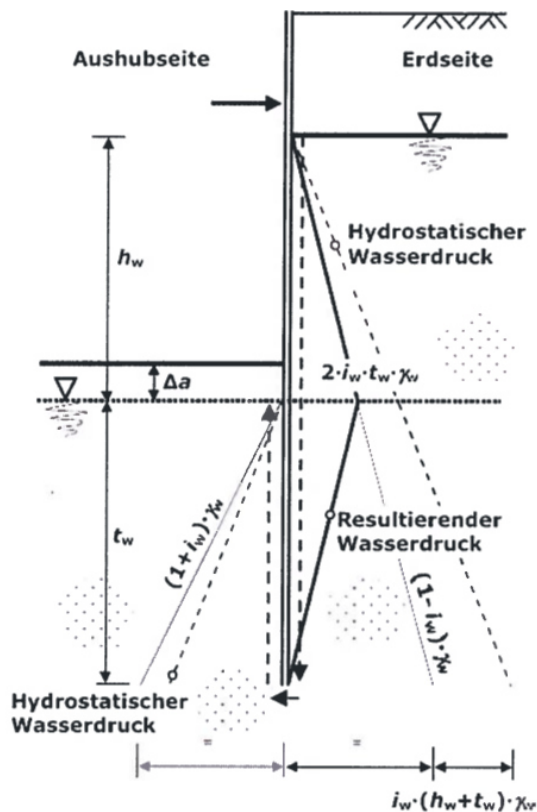
$e_{ah,min}$	...	Mindesterdruddruck
$e_{0,k}$	...	Erdruchedruck
$e_{E,k}$	...	charakteristische Einwirkung infolge des Erddrucks
$\sigma_{ph,k}$	...	passive Erddruckspannung
$\sigma_{tr,k}$	...	mobilisierte Bettungsspannung
t_0	...	Lage des Verformungsnullpunktes
γ_E	...	Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Tabelle 7
$\gamma_{R,e}$	...	Teilsicherheitsbeiwert nach RVS 09.01.41, siehe Pkt. 4.4.4.1
A	...	Auflagerkraft

6.2.4 Wirkung des Wassers

Die RVS 09.41.01 [64] enthält Bestimmungen zur Berücksichtigung des hydrostatischen und des infolge der Umströmung der Baugrubenwand resultierenden Wasserdruckes.

6.2.4.1 Hydrostatische Wirkung des Wassers

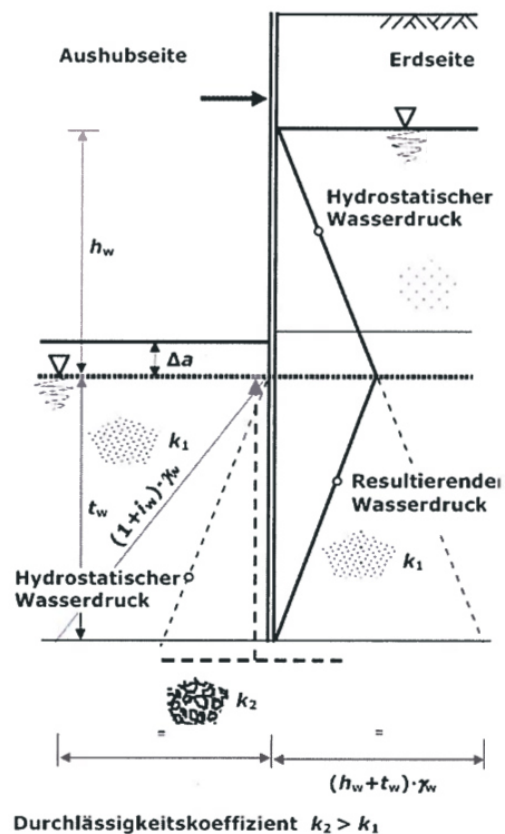
Die Höhe der Bemessungswasserstände ist auf Basis geeigneter Pegelganglinien und unter Berücksichtigung von Hochwasserständen allfälliger Vorfluter festzulegen. Wird der Grundwasserspiegel im Bereich der Baugrube durch Wasserhaltungsmaßnahmen, Drains etc. in der Baugrube herabgesetzt, ist in den nur unvollständig entwässerbaren Bodenschichten (z.B. Ton, Schluff etc.) ein ungünstig wirkender Restwasserdruck von mindestens 15 kN/m^2 auf die Baugrubenwand anzusetzen. Liegen Bodenschichten vor, die sich vollständig entwässern lassen (z.B. Kiese etc.), ist ein Ansteigen des Wasserspiegels um mindestens $1,5 \text{ m}$ über dem geplanten Absenkziel oder über der Oberkante eines Stauers zu berücksichtigen.



Legende:

- h_w ... Wasserdruckdifferenz
- t_w ... Einbindetiefe
- i_w ... rechnerisches hydraulisches Gefälle $i_w = h_w / t_w$

Abbildung 6.11: Volle Umströmung im homogenen Grundwasserleiter nach RVS 09.01.41



Legende:

- h_w ... Wasserdruckdifferenz
- t_w ... Einbindetiefe
- i_w ... rechnerisches hydraulisches Gefälle $i_w = h_w / (h_w + 2 \cdot t_w)$

Abbildung 6.12: Einseitig umströmte Wand im anisotropen Grundwasserleiter nach RVS 09.01.41

6.2.4.2 Wasserdruck infolge der Umströmung des Wandfußes

Wie bereits in Kapitel 3.5 erwähnt, erfährt der hydrostatische Wasserdruck bei einer Umströmung des Wandfußes in Abhängigkeit vom hydraulischen Gefälle i eine Vergrößerung auf der Aushubseite sowie eine Abminderung auf der Erdseite.

Je nach vorliegenden Bodenverhältnissen ist zu entscheiden, ob eine Voll- oder Teilumströmung der Wand zu erwarten ist. Kann eine Vollumströmung der Wand nicht gesichert prognostiziert werden, ist der (auf der sicheren Seite liegende) hydrostatische Wasserdruck anzusetzen. Die Beurteilung, ob eine einseitige oder eine beidseitige Umströmung der Baugrubenwand vorliegt, ist durch einen Sachverständigen festzulegen [64].

Liegt eine Umströmung der Baugrubenwand vor, besteht die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches. Weitere Ausführungen sind dem Kapitel 3.5.2 zu entnehmen. Die Nachweisführung für den Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch ist in Kapitel 7.2.2.5 angeführt.

- **Volle/beidseitige Umströmung der Baugrubenwand bei homogenem isotropem Boden (siehe Abbildung 6.11)**

Gemäß dem in Abbildung 6.11 angeführten Wasserdruckansatz für eine volle Umströmung der Baugrubenwand ergeben sich eine Erhöhung des Wasserdruckes auf der aktiven Seite um $i_w \cdot \gamma_w \cdot t_w$ und eine Reduktion auf der passiven Seite um $i_w \cdot \gamma_w \cdot (h_w + t_w)$.

- **Einseitig umströmte Wand (Teilumströmung) im anisotropen Grundwasserleiter mit unterschiedlicher Durchlässigkeit (siehe Abbildung 6.12)**

Eine einseitig umströmte Verbauwand ist zu berücksichtigen, wenn der Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung deutlich kleiner als jener in horizontaler Richtung ist. Daraus resultiert, dass die horizontale Umströmung des Wandfußes überwiegt und der Druckabbau im Grenzfall ausschließlich auf der passiven Seite erfolgt. Eine Teilumströmung der Baugrubenwand muss berücksichtigt werden, wenn die Unterschiede der Durchlässigkeitsbeiwerte der vom Sickerweg betroffenen Bodenschichten größer als eine Zehnerpotenz sind [64]. Nach Abbildung 6.11 muss sowohl auf der passiven als auch auf der aktiven Seite auf Höhe des Spundwandfußes ein erhöhter Wasserdruck von $\gamma_w \cdot (h_w + t_w)$ berücksichtigt werden.

6.3 DIN 1054

6.3.1 Allgemeines

Die DIN 1054 [23] ist ein vom deutschen Normenausschuss Bauwesen (NaBau) veröffentlichtes Ergänzungsdokument zur DIN EN 1997-1 [22]. Abschnitt 9 der DIN 1054 ist dem Thema „Stützbauwerke“ gewidmet. Die Vorgaben dieses Abschnittes beziehen sich auf Tragwerke, die einen Untergrund abstützen, der Boden, Fels, eine Hinterfüllung und eventuell Wasser enthält. Ein Material gilt als gestützt, wenn es durch ein Tragwerk in einer steileren Neigung gehalten wird als

jene, die sich ohne Stützbauwerk einstellen würde. Stützbauwerke umfassen alle Arten von Wänden und Stützsystemen, bei denen Bauteile durch Kräfte aus dem gestützten Material beansprucht werden.

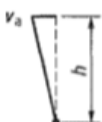
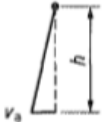
6.3.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite

6.3.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung

In der Regel kann die Erddruckberechnung anhand von ebenen Gleitflächen erfolgen. Erst bei einem sehr großen Reibungswinkel wird die Berechnung mit gekrümmten Gleitflächen empfohlen. Eine genaue Grenze des Reibungswinkels wird in der DIN 1054 [23] nicht angeführt.

Reichen die Wandbewegungen nicht aus, um die Grenzwerte des aktiven Erddruckes zu erreichen, treten Zwischenwerte (erhöhter aktiver Erddruck) auf. Zur Ermittlung von Zwischenwerten führt die DIN EN 1997-1 [22] in Tabelle 6.3 die Verhältniswerte v_a/h für den voll mobilisierten aktiven Erddruck an. Diese beschreiben in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte des Bodens die erforderliche Wandbewegung zur Mobilisierung des aktiven Erddruckes. Werte zwischen den Grenzwerten des aktiven Erddruckes und des Erdruhedruckes dürfen linear interpoliert werden. Weiters können Zwischenwerte auch mithilfe empirischer Regeln, dem Bettungsmodulverfahren oder der FE-Methode berechnet werden.

Tabelle 6.3: Verhältniswerte v_a/h für nichtbindige Böden gemäß DIN EN 1997-1 [22]

Art der Wandbewegung		v_a/h lockerer Boden %	v_a/h dichter Boden %
a)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
b)		0,2	0,05 bis 0,1
c)		0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5
d)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
Dabei ist v_a die Wandbewegung zur Mobilisierung des aktiven Erddruckes; h die Wandhöhe.			

Die volle Größe des Erdruhedruckes tritt in der Regel nur dann auf, wenn die Bewegung des Tragwerkes im normalkonsolidierten Boden weniger als $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$ (h ... Wandhöhe) beträgt [22].

Bei waagrechtem Gelände erfolgt die Bestimmung des Erdruhedruckes nach Gleichung (6.14).

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \cdot \sqrt{OCR} \quad (6.14)$$

Die Berücksichtigung von Scherspannungen an der Grenzfläche zwischen Wand und Boden wird durch den Wandreibungswinkel δ ausgedrückt. Für die Abschätzung von δ gibt die DIN 1054 [23] folgende Empfehlung:

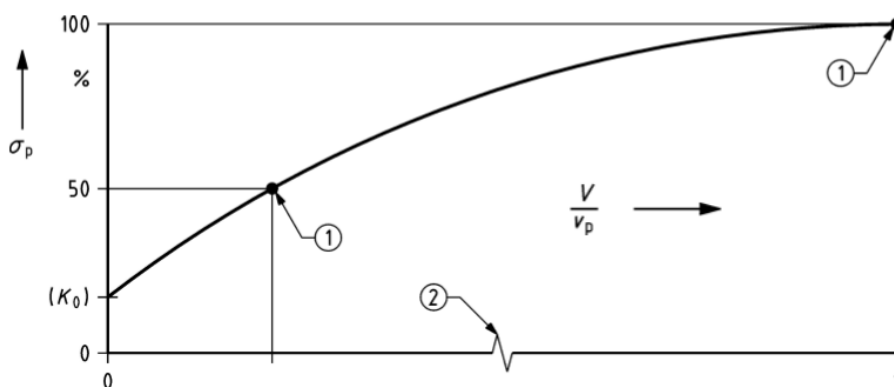
- Betonwände oder Spundwände in Sand oder Kies: $\delta = 2/3 \cdot \varphi$
- Wenn gegen den Boden betoniert wird: $\delta = 1,0 \cdot \varphi$

6.3.2.2 Erddruckumlagerung

In der DIN 1054 [23] sind keine gesonderten Erddruckumlagerungsfiguren enthalten. Erddruckverteilungen bei ausgesteiften oder verankerten Stützwänden müssen entweder durch die Vorgabe wirklichkeitsnaher Lastfiguren oder durch die Festlegung von Zu- und Abschlägen anhand der durch die klassische Erddruckverteilung ermittelten Schnittgrößen erfolgen. Für weitere Angaben bezüglich der Erddruckverteilung wird auf die DIN 4085 [24], EAB [28] und EAU [31] verwiesen.

6.3.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)

Der passive Erddruck wird unter Berücksichtigung der Geländeneigung, der Wandneigung, der charakteristischen Werte des Reibungswinkels φ , der Kohäsion c und des Wandreibungswinkels $\delta_{p,k}$ nach Gleichung (3.13) bestimmt. Der Wandreibungswinkel wächst vom Wert Null ausgehend (keine Relativverschiebung) mit zunehmender Relativbewegung auf einen positiven oder negativen Höchstwert an. Dieser kann bei ausreichender Rauigkeit der Wand die Größe des charakteristischen Reibungswinkels φ'_k erreichen.



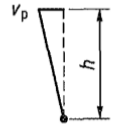
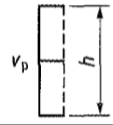
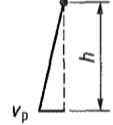
Legende: v_p ... Verschiebung bei vollständig mobilisiertem passivem Erddruck
 v ... Verschiebung

Abbildung 6.13: Mobilisierung des wirksamen passiven Erddrucks bei nichtbindigem Boden in Abhängigkeit von der relativen Wandverschiebung v/v_p (v_p ... Verschiebung) gemäß

DIN EN 1997-1 [22]

Die Ermittlung von mobilisierten Erddruckspannungen, die zwischen dem Erdruchdruck und den maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen (Bruchzustand) liegen, erfolgt anhand von Abbildung 6.13. Mithilfe der dargestellten Beziehung zwischen den mobilisierten passiven Erddruckspannungen und der erforderlichen Wandverschiebung können teilmobilisierte passive Erddruckspannungen bestimmt werden. Bei der Ermittlung von teilmobilisierten passiven Erddruckspannungen soll die Beziehung zwischen Erddruck und Wandverschiebung berücksichtigt werden. Der Tabelle 6.4 sind in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens, der Wandbewegungsart und des Erddrucks zu Beginn der Belastung die erforderlichen Verhältniswerte v_p/h für den voll mobilisierten wirksam Erddruck zu entnehmen. Die angegebenen Werte sind jedoch nur für vertikale Baugrubenwände, für einen drainierten nichtbindigen Boden, bei horizontalem Gelände und bei einem Ausgangsspannungszustand von K_0 gültig.

Tabelle 6.4: Verhältniswerte v_p/h und v/h für $0,5 \cdot \sigma_p$ nichtbindige Böden gemäß DIN EN 1997-1 [22]

Art der Wandbewegung		v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
		Lockerer Boden	Dichter Boden
a)		7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b)		5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c)		6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)
Dabei ist v die Wandbewegung; v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks; h die Wandhöhe; σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.			

„Bei Nachweisen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, bei denen die Standsicherheit einer Baugrubenverbaukonstruktion vom Erdwiderstand vor dem Tragwerk abhängt“ [22] soll gemäß DIN EN 1997-1 [22] die Oberfläche des Bodens um das Maß Δa herabgesetzt werden. Das Maß Δa soll Unsicherheiten bei der Herstellung der Baugrubensohle kompensieren. Die Größe des Wertes Δa hängt vom Umfang der örtlichen Kontrolle der Geländeoberfläche ab. In der Regel sind folgende Werte anzunehmen:

- „bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Wand sollte Δa gleich 10% der Wandhöhe oberhalb der Aushubsohle, begrenzt auf maximal 0,5 m sein;“ [22]
- „bei einer gestützten Wand sollte Δa gleich 10% des Abstandes zwischen der untersten Stützung und Aushubsohle, begrenzt auf maximal 0,5 m sein;“ [22]

Kleinere Werte für Δa (bis zu $\Delta a = 0$) dürfen verwendet werden, wenn eine zuverlässige Kontrolle der Sohltiefe während der betrachteten Bemessungssituation vorgeschrieben ist.

6.3.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers

Die Modellierung des Erdwiderlagers kann anhand zweier unterschiedlicher Verfahren erfolgen: einerseits mittels eines punktuellen Auflagers und andererseits mittels einer verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktion.

6.3.3.1.1 Modellierung mittels eines punktuellen Bodenaufagers

Die Verteilung des Erdwiderstandes im Bodenauflagerbereich ist gemäß EAB [28], EAU [31] und DIN 4085 [24] anzunehmen. Zur Ermittlung der Schnittgrößen von wandartigen Verbaukonstruktionen wird empfohlen, die Berechnung im Hinblick auf das statische System zu unterscheiden nach:

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

6.3.3.1.2 Modellierung mittels einer verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktion

Erfolgt eine Modellierung des Bodenaufagers mittels verformungsabhängiger seitlicher Bodenreaktion, darf die Steifigkeit von Fels und Boden „in Form von vorsichtigen Schätzwerten der Mittelwerte von Steifigkeitsparametern bzw. durch obere und untere charakteristische Werte von Steifigkeitsparametern erfasst werden“. Gegebenenfalls sind die Vorbelastung und Alterung des Bodens in der Berechnung zu berücksichtigen. Unabhängig davon dürfen die charakteristischen Erddruckspannungen $\sigma_{h,k}$ nach Gleichung (6.15) an keiner Stelle des Bodenaufagers die maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen $e_{ph,k}$ übersteigen.

$$\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k} \quad (6.15)$$

Wird die seitliche Bodenreaktion mithilfe des Bettungsmodulverfahrens beschrieben, hat die Berechnung auf folgendem Ansatz zu basieren:

$$\sigma_{h,k} = k_{s,k} \cdot s_h \quad (6.16)$$

mit: $k_{s,k}$... charakteristischer Wert des Bettungsmoduls
 s_h ... örtliche waagrechte Verschiebung

Zur Einhaltung der Bedingung nach Gleichung (6.15) kann eine Abminderung des Bettungsmoduls erforderlich sein.

6.3.4 Wirkung des Wassers

Der Berechnung einer umströmten wandartigen Stützkonstruktion kann gemäß DIN 1054 [23] in einfachen Fällen (z.B. bei homogenen Boden unterhalb des Grundwasserspiegels) auf beiden Seiten der Baugrubenwand der hydrostatische Wasserdruck zugrunde gelegt werden. Die resultierende Wirkung ergibt sich durch das Aufrechnen der Wasserdrücke beidseits der Baugrubenwand. Der Einfluss der Grundwasserströmung auf den hydrostatischen Wasserdruck, welche eine Erhöhung des Wasserdruckes auf der passiven Seite und eine Reduzierung des Wasserdruckes auf der aktiven Seite bewirkt, wird vernachlässigt. Jedoch müssen die durch Strömungskräfte (infolge unterschiedlicher Grundwasserspiegel vor und hinter der Wand) induzierten Änderungen des Erddruckes und Erdwiderstandes in der Berechnung berücksichtigt werden. Diese Vereinfachung kann jedoch nicht für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulisches Versagen nach Abschnitt 10 der DIN 1054 [23] angewendet werden.

6.4 EAB – EB 102 – 5. Auflage

6.4.1 Allgemeines

Die „Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrube – EAB“ wurden von der deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT veröffentlicht und dienen dazu, den „Entwurf und die Berechnung von Baugrubenumschließungen für Ingenieure zu erleichtern, Lastansätze und Berechnungsverfahren zu vereinheitlichen, die Standsicherheit der Baugrubenkonstruktionen und ihrer Einzelteile sicherzustellen und die Wirtschaftlichkeit der Baugrubenkonstruktionen zu verbessern“ [28]. Die EB 102 ist Teil der EAB [28] und beschäftigt sich mit dem Bettungsmodulansatz bei der Berechnung von Baugrubenverbaukonstruktionen.

6.4.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite

Die Ermittlung der charakteristischen Erddruckkraft aus Bodeneigengewicht (und gegebenenfalls Kohäsion) gemäß EAB [28] kann anhand der klassischen Erddrucktheorie mit ebenen Gleitflächen gemäß DIN 4085 erfolgen.

6.4.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung

Zusätzlich zu den bereits in Kapitel 3.3 angeführten Bestimmungen zur Berechnung von Erddruckspannungen enthält die EAB [28] zahlreiche Ergänzungen.

Erddruckneigungswinkel:

Die Bestimmung des Erddruckneigungswinkels ist gemäß EAB in der EB 89 festgelegt. Dabei sind die rechnerischen Erddruckneigungswinkel δ_{ak} und δ_{pk} , welche den Winkel zwischen der Richtung der Erddruckkraft und der Normalen auf die Wandrückseite beschreiben, vom charakteristischen

Reibungswinkel φ'_k und von der Wahl der Gleitflächenform (gekrümmte oder ebene Gleitfläche) abhängig (siehe Tabelle 6.5).

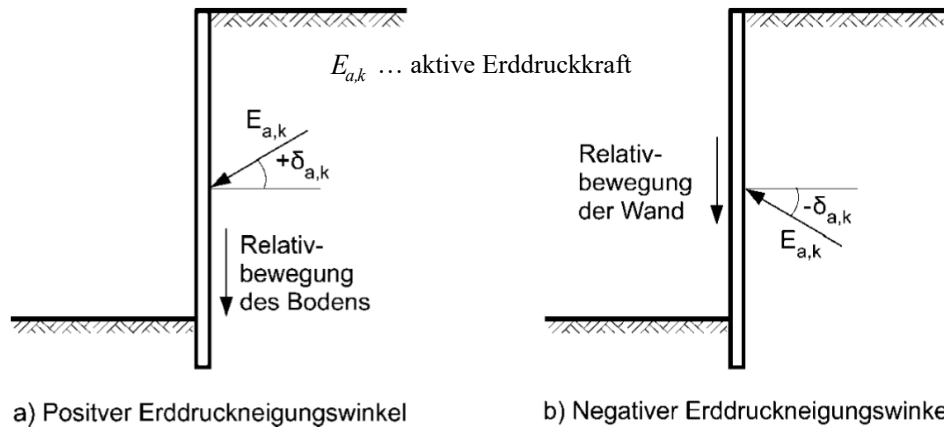
Tabelle 6.5: Wandreibungswinkel δ_k gemäß EAB [28]

<i>Wandbeschaffenheit</i>	<i>Gekrümmte Gleitfläche</i>	<i>Ebene Gleitfläche</i>
Verzahnte Wand	$ \delta_k \leq \varphi'_k$	$ \delta_k \leq 2/3 \cdot \varphi'_k$
Rauhe Wand	$ \delta_k \leq 27,5^\circ$ $ \delta_k \leq \varphi'_k - 2,5^\circ$	$ \delta_k \leq 2/3 \cdot \varphi'_k$
Weniger raue Wand	$ \delta_k \leq 1/2 \cdot \varphi'_k$	$ \delta_k \leq 1/2 \cdot \varphi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_k = 0$	$ \delta_k = 0$

Ebene Gleitflächen können bei der Berechnung des aktiven Erddruckes unabhängig vom Reibungswinkels φ'_k verwendet werden. Bei der Bestimmung des Erdwiderstandes ist die Verwendung ebener Gleitflächen jedoch nur bis zu einem Reibungswinkel von kleiner gleich 35° vorgesehen. Liegen größere Reibungswinkel vor, muss die Berechnung des passiven Erddruckes mit gekrümmten Gleitflächen erfolgen. Die in Tabelle 6.5 angeführten Wandbeschaffenheiten sind wie folgt zu interpretieren:

- **„verzahnt“:**
Eine verzahnte Wandbeschaffenheit ist bei Pfahlwänden, Dichtwänden aus erhärtender Zement-Bentonit Suspension mit eingehängten Spundwänden oder Bohlträgern anzunehmen.
- **„rau“:**
Als rau werden die unbehandelte Oberfläche von Stahl, Beton und Holz sowie die Oberfläche eines Bohlträgerverbaus bezeichnet.
- **„weniger rau“:**
Die Oberfläche einer Schlitzwand kann als weniger rau eingestuft werden, sofern die Filterkuchenbildung gering ist (z.B. Schlitzwände in bindigen Böden). Erfahrungsgemäß gilt dies auch bei nichtbindigen Böden, wenn durch geeignete Maßnahmen die Bildung eines Filterkuchens verhindert werden kann.
- **„glatt“:**
Alle Wandoberflächen sind als glatt einzustufen, wenn der anstehende Boden infolge seines Tongehaltes und seiner Konsistenz schmierige Eigenschaften aufweist.

Die Bestimmung des Neigungswinkels der Erddruckkraft wird nach Abbildung 6.14 von der Relativbewegung zwischen Boden und Wand beeinflusst.

Abbildung 6.14: Erddruckneigungswinkel $\delta_{a,k}$ bei aktivem Erddruck gemäß EAB [28]**Bestimmungen für kohäsive Böden:**

Hinsichtlich der Bestimmung der horizontalen Erddruckkraft aus Bodeneigengewicht in kohäsiven Böden müssen zwei Fälle untersucht werden. Als Mindesterddruck ist die größere Erddruckkraft zu berücksichtigen:

a) Fall 1:

Die Erddruckkraft wird mit der charakteristischen Scherfestigkeit bestimmt. Eine durch die vorhandene Kohäsion entstehende rechnerische Zugspannung wird nach Abbildung 6.15c allerdings nicht berücksichtigt.

b) Fall 2:

Die Bestimmung der Erddruckverteilung erfolgt mithilfe des Ersatzreibungswinkels $\varphi'_{Ers,k} = 40^\circ$ nach Abbildung 6.15e. Das sich ergebende Verhältnis δ_k / φ'_k nach Tabelle 6.5 muss sodann auf $\delta_{a,k} / \varphi'_{Ers,k}$ übertragen werden. Ist die Größe des zu erwartenden Erddruckes durch langfristige Messungen bei ähnlichen Verhältnissen bekannt und wird der Erddruck durch stichprobenartige Messungen am Verbau überprüft, kann der Ersatzreibungswinkel bis auf $\varphi'_{Ers,k} = 45^\circ$ erhöht werden.

Bei einer wenig nachgiebig gestützten Baugrubenwand, bei welcher eine Erddruckumlagerung zu erwarten ist (weitere Ausführungen siehe Kapitel 6.4.2.2), dürfen die infolge der Kohäsion berechneten Zugspannungen zur Gänze berücksichtigt werden und gemäß Gleichung (6.17) den Druckspannungen aufgerechnet werden. Nach einem Vergleich mit der anhand des Ersatzreibungswinkels $\varphi'_{Ers,k} = 40^\circ$ (in Ausnahmefällen bis 45°) ermittelten Erddruckkraft ist der größere der beiden Werte als Mindesterddruck maßgebend.

$$E_{ah} = E_{agh} + E_{ach} \quad (6.17)$$

mit	E_{ah}	...	resultierende aktive Erddruckkraft
	E_{agh}	...	aktive Erddruckkraft aus ständigen Einwirkungen
	E_{ach}	...	aktive Erddruckkraft infolge der Kohäsion des Bodens

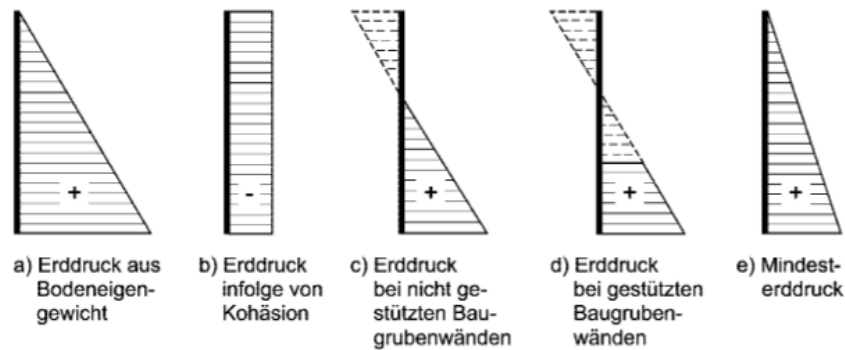


Abbildung 6.15: Ermittlung der aktiven Erddruckspannung bei durchgehend bindigem Böden [28]

6.4.2.2 Erddruckumlagerung

Eine Erddruckumlagerung muss in der Regel bei gestützten Bauwerken zwischen der Geländeoberkante und der Baugrubensohle (= Höhe H) erfolgen [28]. Liegen Gründe vor, die eine Erddruckumlagerung aus dem Bereich unterhalb der Baugrubensohle/Aushubsohle nach oben erwarten lassen, oder wird eine solche Umlagerung durch konstruktive Maßnahmen begünstigt, kann die Erddruckumlagerung auf die Höhe $H' > H$ erweitert werden. Im Extremfall kann eine Erddruckumlagerung bis zur Wandunterkante erfolgen. Wird die Baugrubenwand nicht gestützt, darf keine Erddruckumlagerung erfolgen und die Berechnung muss mit der klassischen Erddruckverteilung durchgeführt werden. Die in den Abbildungen 3.8 und 3.10 angeführten Lastfiguren für gestützte Spundwände und Ortbetonwände können angewendet werden, sofern

- die Geländeoberkante waagrecht ist,
- mitteldicht oder dicht gelagerter nichtbindiger Boden oder mindestens steifer bindiger Boden ansteht,
- eine wenig nachgiebige Stützung vorliegt und
- vor Einbau der jeweils nächsten Steifen- oder Ankerlage nicht tiefer ausgehoben wird als in Abbildung 6.16 angeführt.

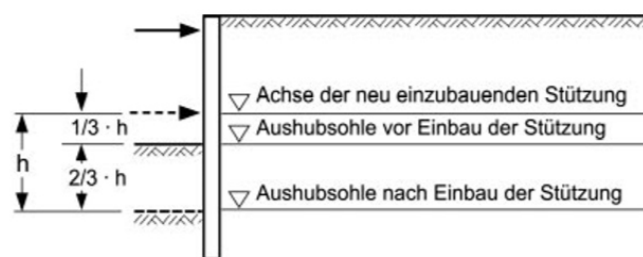


Abbildung 6.16: Aushubgrenze vor dem Einbau einer Stützung gemäß EAB [28]

Für die Berechnung von Trägerbohlenwänden sieht die EAB gesonderte Erddruckumlagerungsfiguren vor. Da sich diese Arbeit nicht mit der Berechnung von Trägerbohlenwänden befasst, wird für weitere Ausführungen auf Kapitel 5 der EAB (5. Auflage) [28] verwiesen.

6.4.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)

Der passive Erddruck wird bei nicht geneigter Geländeoberfläche und einem Reibungswinkel φ'_k von kleiner als 35° mithilfe von ebenen Gleitflächen berechnet. Der Erddruckneigungswinkel wird dabei für Spund- und Pfahlwände mit $\delta_{p,k} = -2/3 \cdot \varphi'_k$ und im Fall von Schlitzwänden mit $\delta_{p,k} = -1/2 \cdot \varphi'_k$ festgelegt.

Wenn die oben genannten Bedingungen für Reibungswinkel und Geländeneigung nicht eingehalten werden, muss eine Berechnung mit gekrümmten Gleichflächen nach Caquot, Kerisel und Absi [28] oder gemäß DIN 4085 [24] vorgenommen werden. Bei Verwendung von gekrümmten Gleitflächen darf der passive Erddruckneigungswinkel mit $\delta_{p,k} = -\varphi'_k$ angesetzt werden.

6.4.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers:

Zur mechanischen Modellierung des Erdwiderlagers können gemäß EAB [28] folgende Verfahren verwendet werden:

Modellierung des Bodenaufagers:

- durch ein festes oder nachgiebiges Auflager. Gegebenenfalls kann eine bodenmechanische Einspannung oder Teileinspannung modelliert werden.
- durch Verwendung des Bettungsmodulverfahrens gemäß EB 102
- durch Verwendung der Finite-Elemente-Methode gemäß EB 103 bei besonderen geometrischen Randbedingungen und schwierigen Baugrundverhältnissen

6.4.3.1.1 Modellierung anhand eines punktuellen Auflagers

Zur Vereinfachung der Modellierung der Baugrubenwand als punktueller Auflager können folgende Maßnahmen getroffen werden:

- Die Baugrubenwand darf zu einem statischen System vereinfacht werden, bei dem ein Träger (= die Baugrubenwand) auf unnachgiebigen Stützen zu liegen kommt.
- Der Fußpunkt des Bodenaufagers kann anhand eines freien Auflagers, einer teilweisen Einspannung oder einer Einspannung nach Blum [16] als unverschieblich angenommen werden
- Die in Wirklichkeit über die Einbindetiefe verteilte Bodenreaktion darf unabhängig von der Anzahl der Stützungen durch ein festes Auflager in der Höhe der Resultierenden des mobilisierten Erdwiderstands ersetzt werden.

Aufgrund des Ersatzes der mobilisierten Bodenreaktionen durch ein festes Auflager entstehen fehlerhafte Biegemomenten- und Verschiebungsverläufe. So bildet sich, entgegen der Realität, in der Höhe des angenommenen Auflagers ein Kragmoment aus (siehe Abbildung 6.17). Im Zuge der Berechnung ist besonders darauf zu achten, dass aufgrund des in der Wirklichkeit nicht existenten Kragmomentes die Bewehrung einer Schlitzwand nicht auf der falschen Seite angeordnet wird. Weiters entsteht am Fußpunkt der Baugrubenwand eine Rückdrehung der Verbauwand (siehe Abbildung 6.17c). In der Realität treten Rückdrehungen gegen das Erdreich jedoch nicht auf. Aus

diesem Grund darf die Biegelinie gemäß den Empfehlungen der EAB [28] so korrigiert werden, dass sie am Wandfuß mit der Verschiebung $s = 0$ endet.

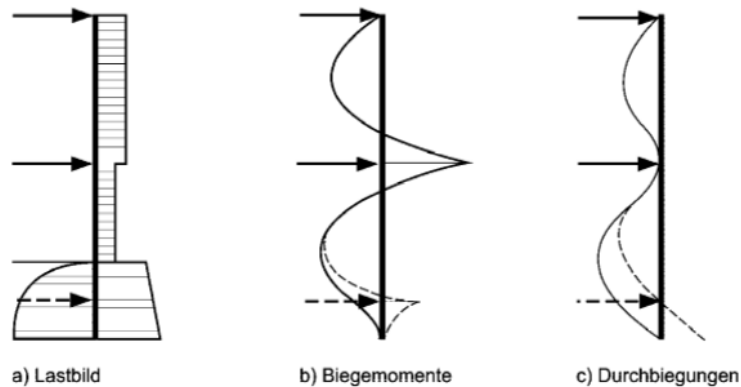


Abbildung 6.17: Auswirkungen des Ersatzes der über die Einbindetiefe verteilten Bodenreaktionen durch ein festes Auflager gemäß EAB [28]

Die charakteristischen Bodenreaktionen einer im Boden frei aufgelagerten Baugrubenwand können im Einzelfall neben der auf der sicheren Seite liegenden dreieckförmigen Verteilung auch durch eine bilineare oder parabelförmige Verteilung modelliert werden (siehe Abbildung 6.18). Dabei ist $B_{h,k}$ die resultierende Stützkraft im Bodenaufleger und $e_{ph,k}$ die passive Erddruckspannung aus dem Bodeneigengewicht.

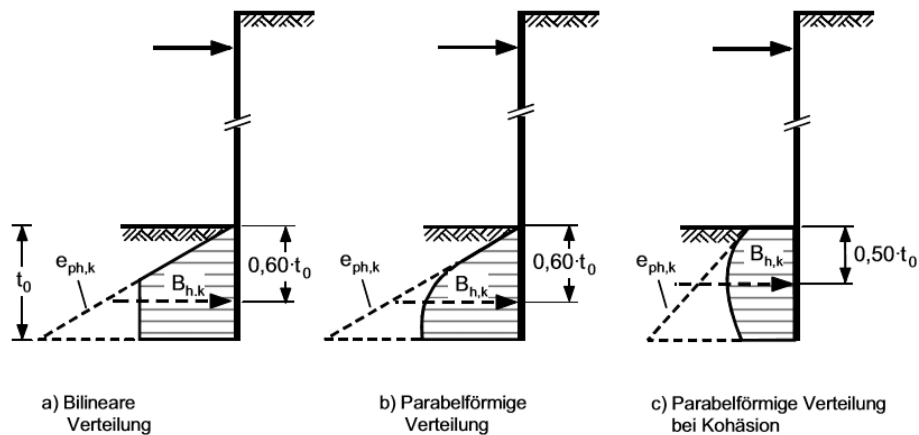


Abbildung 6.18: Beispiel für den Ansatz der Bodenreaktion bei freier Auflagerung im Boden gemäß EAB [28]

Der Verlauf der Erddruckspannungen darf bei einer bodenmechanischen Teil-/Volleinspannung der Baugrubenwand nach dem Lastansatz von Blum [16] modelliert werden. Wie in Abbildung 6.19 ersichtlich ist, wird (wie beim Verfahren nach Blum) von einer linearen Zunahme der Bodenreaktionen bis zum theoretischen Nullpunkt ausgegangen und die Blumsche Ersatzkraft $C_{h,k}$ eingeführt. Weitere Ausführungen und Erläuterungen zum Verfahren nach Blum sind Kapitel 5.1 zu entnehmen.

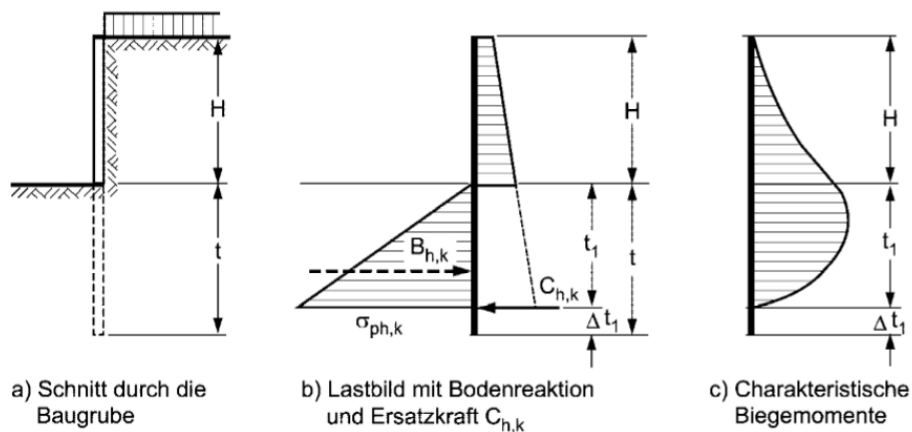


Abbildung 6.19: System, Belastung und Momentenverlauf bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Trägerbohlenwand gemäß EAB [28]

6.4.3.1.2 Verwendung des Bettungsmodulverfahrens

Der Teilbereich EB 102 der EAB [28] führt Bestimmungen zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens bei der Berechnung von Baugrubenverbaukonstruktionen an. Die Berechnungen basieren auf dem in Abbildung 6.20 dargestellten Erddruckmodell der EB 102. Dieses berücksichtigt einen eingepprägten Primärspannungszustand an der Baugrubensohle in der Höhe des entfernten Bodenaushubes (= Erdruhedruck ab Geländeoberkante). Aufgrund von unumgänglichen Auflockerungen im Bereich der Baugrubensohle und der Umkehrung der Hauptspannungen kann direkt unterhalb der Baugrubensohle bis zum Erreichen der Tiefe z_e (Berechnung von z_e siehe Gleichung (3.70)) nur folgender Grenzwert angesetzt werden:

$$e_{ph,k} = e_{pgh,k} + e_{pch,k} \quad (6.18)$$

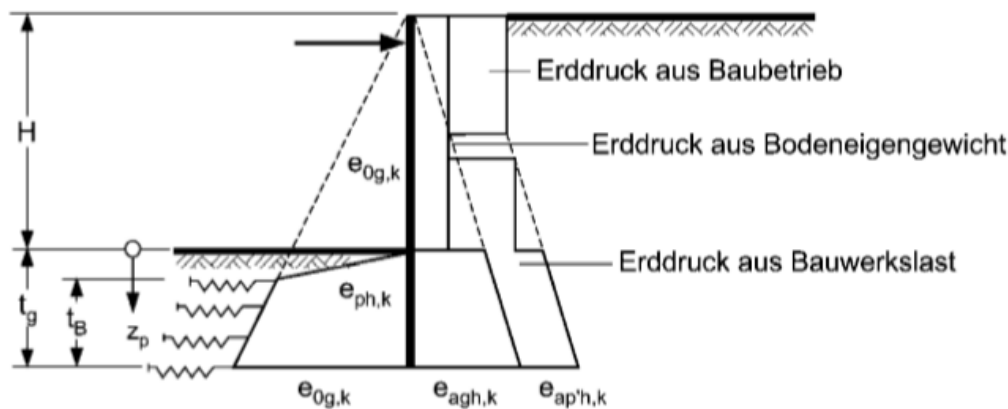
mit

- $e_{ph,k}$... resultierende passive Erddruckspannung
- $e_{pgh,k}$... passive Erddruckspannung aus ständigen Einwirkungen
- $e_{pch,k}$... passive Erddruckspannung aus veränderlichen Einwirkungen

In Abbildung 6.20 ist der resultierende Erddruckverlauf graphisch dargestellt. Im allgemeinen Fall lässt sich die Erddruckspannung anhand des folgenden Ansatzes berechnen:

$$e_{0,g,k} = \gamma \cdot K_0 \cdot (H + z_e) \quad (6.19)$$

Die Modellierung des Bodenaufagers erfolgt durch die in Abbildung 6.20 angeführten Erddruckverläufe sowie die elastische Bettung auf der passiven Verbauseite. Ab einer Tiefe z_e unterhalb der Baugrubensohle können Spannungen, die über die Erdruhedruckspannungen ab Geländeoberkante hinausgehen, zur Mobilisierung von Bettungsspannungen herangezogen werden (t_B = bettungswirksame Einbindelänge). Die Summe der Erdruhedruckspannungen und der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen dürfen die maximale passive Erddruckspannung nie übersteigen.



mit: $e_{agh,k}$... Aktive Erddruckspannung aus Bodeneigengewicht
 $e_{ap'h,k}$... Aktive Erddruckspannung aus Bauwerkslast
 $e_{0g,k}$... Erdruhedruckspannung aus Bodeneigengewicht
 $e_{pgh,k}$... Passive Erddruckspannung aus Bodeneigengewicht

Abbildung 6.20: Lastbild für elastische Bettung bei nichtbindigem Boden gemäß EAB [28]

Kommt der Schnittpunkt von $e_{0g,k}$ und $e_{ph,k}$ unterhalb der Wandunterkante zu liegen, ist der Ansatz einer zusätzlichen Bettungsspannung nicht möglich. In dieser speziellen Situation ist bereits die größtmögliche Erddruckspannung ohne zusätzliche Mobilisierungsbewegung zur Ableitung der auftretenden Kräfte vorhanden.

Möglichkeiten zur Bestimmung des Bettungsmoduls gemäß EB 102:

a) Ableitung des Bettungsmoduls aus dem Steifemodul

Der Bettungsmodul kann nach Gleichung (3.33) aus dem horizontalen Steifemodul $E_{sh,k}$ und der durch die elastische Bettung erfassten Einbindelänge t_B berechnet werden. Die EAB [28] schlägt für die Abschätzung des horizontalen Steifemoduls eine Reduktion der vertikalen Werte um den Faktor $f = 0,5 - 1,0$ vor. Weitere Ausführungen sind Kapitel 3.4.2 zu entnehmen.

b) Bestimmung durch Tabellenwerte

Die anzuwendenden Bettungsmoduln können je nach Lagerungsdichte des anstehenden Bodens der Tabelle 6.6 entnommen werden. In den angeführten Parametern sind bereits die Einflüsse aus einer Vorbelastung inkludiert. Der Gültigkeitsbereich der Tabelle ist jedoch auf Böden unterhalb des Grundwasserspiegels begrenzt. Oberhalb des Grundwassers empfiehlt die EB 102 eine Verdopplung der darin enthaltenen Werte.

Bei der Anwendung der angeführten Werte muss berücksichtigt werden, dass die Tabellenwerte bei einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,0$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt wurden. Liegen Mobilisierungswerte von kleiner als eins vor, können sich aufgrund der Nichtlinearität der Mobilisierungskurve höhere Bettungsmoduln und somit steifere Erdauflagerungen ergeben.

Tabelle 6.6: Bettungsmodul nichtbindiger Böden unterhalb des Grundwasserspiegels gemäß EAB [28]

Lagerungsdichte nichtbindiger Böden			
Locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
1 - 4 MN/m ³	3 - 10 MN/m ³	8 - 15 MN/m ³	12 - 20 MN/m ³

c) Berechnung mithilfe von Mobilisierungsfunktionen

Eine Berechnung des Bettungsmodulverlaufes kann ebenfalls durch eine Mobilisierungsfunktion erfolgen. In der EB 102 wird keine Mobilisierungsfunktion angeführt. Im vorangegangenen Kapitel 3.4.2 wurden drei unterschiedliche Möglichkeiten für Mobilisierungsfunktionen angeführt.

d) Berechnung mittels FEM:

Anhand einer Finite Elemente Modellierung ist es möglich, den Bettungsmodulverlauf abzuleiten. Die FE-Berechnung ermöglicht es, komplexe Baugrubensituationen (z.B. einspringende Ecken, Gebäudelasten, Überkonsolidierung etc.) wirklichkeitsnah zu modellieren.

Für weitere Ausführungen und detaillierte Hinweise zur An- und Verwendung einer Finite Elemente Berechnung wird gemäß EAB [28] auf die Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [30] verwiesen. Weitere Informationen zur Modellierung einer Baugrube durch ein FE-Modell sind Kapitel 4 zu entnehmen.

6.4.4 Wirkung des Wassers

Wird zur Herstellung einer Baugrube das Grundwasser abgesenkt oder eine Wasserspiegeldifferenz zwischen dem herrschenden Grundwasserspiegel und der Baugrube erzeugt, so ist zu überprüfen, ob die Strömungskraft einen nennenswerten Einfluss auf die Standsicherheit der Baugrube hat. Die durch Grundwassersabsenkungen entstehenden Strömungskräfte S sollen mithilfe des Grundwasserspotentials berechnet werden. In Anlehnung an die EAU [31] erfolgt die Bestimmung des Grundwasserspotentials für jeden beliebigen Punkt anhand einer numerischen Berechnung. Wird dieses nur an einzelnen bestimmten Punkten gesucht, kann bei gleichmäßig durchlässigen Böden auf Kurven- /Zahlenwerte oder einfache rechnerische Ansätze zurückgegriffen werden. Bei stark durchlässigen Böden braucht die Strömungskraft S bei der Erddruckberechnung in der Regel aufgrund der extrem flach verlaufenden Spiegellinie nicht berücksichtigt zu werden. Bei schluffigen oder feinsandigen Böden verläuft die Absenkkurve üblicherweise steiler (siehe Abbildung 6.21), wodurch die Strömungskraft S den Erddruck beeinflusst.

Erfolgt eine Umströmung der Baugrubenwand (siehe Abbildung 6.22a), kann zur Vereinfachung auf eine numerische Berechnung der Grundwasserpotentialkurven verzichtet und ein geradliniger Abbau des Potentialunterschieds entlang der umströmten Baugrubenwand angenommen werden. In diesem Fall können folgende Vereinfachungen angenommen werden:

- a) Der Wasserdruck auf die Außenseite der Baugrubenwand nimmt wie folgt ab:

$$\Delta w = i_a \cdot z_a \quad (6.20)$$

mit: z_a ... Tiefe ab Baugrubensohle
 i_a ... Hydraulisches Gefälle der aktiven Verbauseite

- b) Der Wasserdruck auf der Innseite der Baugrubenwand nimmt zu (siehe Abbildung 6.22b)

$$\Delta w = i_p \cdot z_p \quad (6.21)$$

mit: z_p ... Tiefe ab Baugrubensohle
 i_p ... Hydraulisches Gefälle der passiven Verbauseite

- c) Der Erddruck an der Außenseite der Baugrubenwand nimmt infolge der Erhöhung der Wichte, welche durch die Wirkung der Strömungskraft induziert wird (siehe Abbildung 6.22c), wie folgt ab:

$$\Delta \gamma'_a = i_a \cdot \gamma_w \quad (6.22)$$

mit: γ_w ... Wichte des Wassers

- d) Der Erdwiderstand auf der Innenseite nimmt infolge der Verringerung der Wichte ab:

$$\Delta \gamma'_p = -i_p \cdot \gamma_w \quad (6.23)$$

Liegt keine Umströmung der Baugrubenwand vor, ist nach Abbildung 6.22b auf der aktiven Verbauseite der volle hydraulische Wasserdruck und auf der passiven Seite der hydrostatische Wasserdruck des abgesenkten Grundwasserspiegels zu berücksichtigen.

Eine durch die Grundwasserabsenkung induzierte Erhöhung der Wichte des Bodens (Wichte des erdfeuchten Bodens anstelle der Wichte unter Auftrieb γ') darf nur dann berücksichtigt werden, wenn Sicherungsmaßnahmen gegen den Ausfall der für die Grundwasserabsenkung benötigten Pumpen getroffen werden.

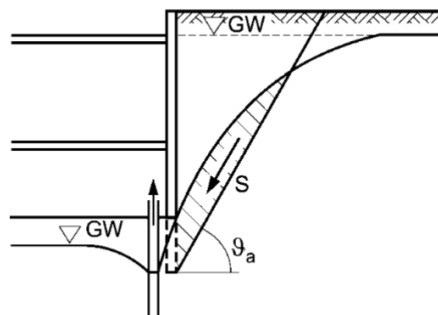
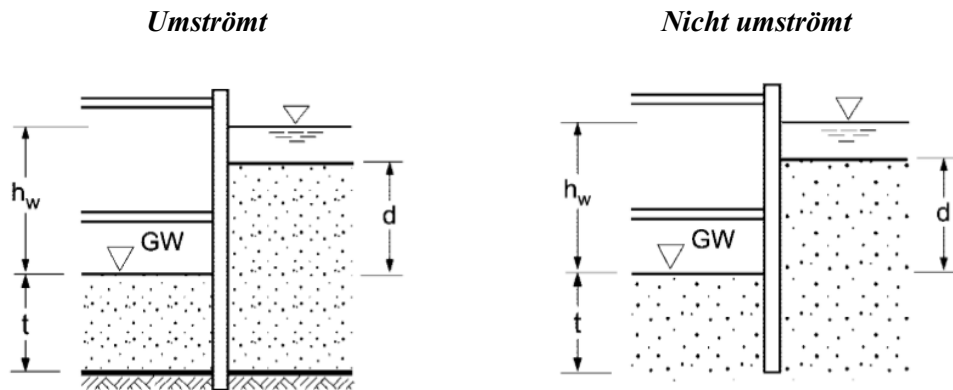
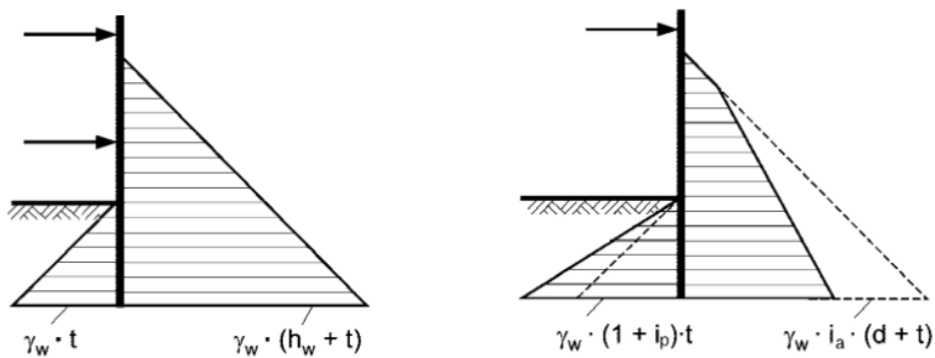


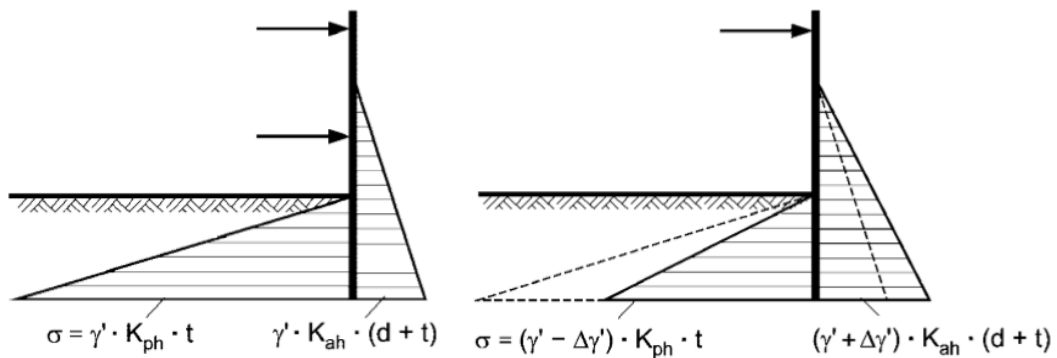
Abbildung 6.21 Strömungskraft infolge von Grundwasserabsenkung gemäß EAB [28]



a) Bezeichnungen



b) Wasserdruck



c) Erddruck und Bodenreaktionen

K_{ah} ... aktiver Erddruckbeiwert K_{ph} ... Passiver Erddruckbeiwert K_{0h} ... Erdruhedruckbeiwert

Abbildung 6.22 Erddruckkraft, Wasserdruck und Bodenreaktionen bei einer umströmten sowie einer nicht umströmten Baugrubenwand im Wasser gemäß EAB [28]

6.5 EAU – 4. Auflage

6.5.1 Allgemeines

Die „Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen – EAU“ sind eine Publikation der deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT, die dazu dient, Planer „bei Entwurf, Ausschreibung, Vergabe, technischer Bearbeitung, wirtschaftlicher und umweltverträglicher Bauausführung, Bauüberwachung und Vertragsabwicklung“ von Häfen und Wasserstraßen zu unterstützen.

6.5.2 Erddruckbeanspruchung der aktiven Seite

Die Berechnung des charakteristischen Erddruckes erfolgt gemäß EAU [31] nach den in der DIN 4085 [24] angegebenen graphischen und analytischen Verfahren. Jedoch enthält die EAU zahlreiche Ergänzungen für die Berechnung der Erddruckbeanspruchungen.

6.5.2.1 Ergänzende Bestimmung zur Erddruckberechnung

Die Bestimmung des aktiven Erddruckes erfolgt in der Regel mit einer ebenen Gleitfläche. Der Neigungswinkel des Erddruckes δ_k ist in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit bis zu den in Tabelle 6.7 angeführten Grenzwerten anzunehmen, wobei φ'_k der charakteristische Reibungswinkel ist.

Tabelle 6.7: Neigungswinkel des aktiven Erddruckes δ_k in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit gemäß EAU [31]

<i>Wandbeschaffenheit</i>	<i>Ebene Gleitfläche</i>
Verzahnte Wand	$ \delta_k \leq \varphi'_k$
Raue Wand	$ \delta_k \leq \varphi'_k - 2,5^\circ \leq 27,5^\circ$
Weniger raue Wand	$ \delta_k \leq 1/2 \cdot \varphi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_k = 0$

Liegen wassergesättigte nicht oder teilkonsolidierte, weiche bindige Böden vor, muss der aktive Erddruck im un- und drainierten Zustand mit wirksamen Spannungen und Scherparametern ermittelt werden. Von der Berechnung mit totalen Spannungen und den entsprechenden undrainierten Scherparametern wird abgeraten [31], da die undrainierte Kohäsion c_u von einer Vielzahl an Parametern abhängig ist (In-situ-Spannungszustand, OCR, Spannungspfad, Geschwindigkeit der Lastaufbringung etc.).

Für die horizontale Belastung der Wand unmittelbar nach der Lastaufbringung wird in der EAU [31] folgender Zusammenhang angeführt:

$$\sigma_h = e_{ah} + u \quad (6.24)$$

$$e_{ah} = \sigma' \cdot K_{agh} - \sigma' \cdot K_{ach} \quad (6.25)$$

mit: $\Delta p = \Delta u$

$$u = u_0 + \Delta u$$

Legende:	e_{ah}	...	horiz. Erddruck aus wirk. Spannungen
	σ'	...	wirksame Spannung
	c'	...	wirksame Kohäsion
	Δp	...	„schnell“ aufgebrachte Auflast
	Δu	...	Porenwasserüberdruck aus der Auflast
	u_0	...	hydrostatischer Wasserdruck
	u	...	Gesamtwasserdruck
	σ_h	...	horizontale Gesamtbelastung der Wand

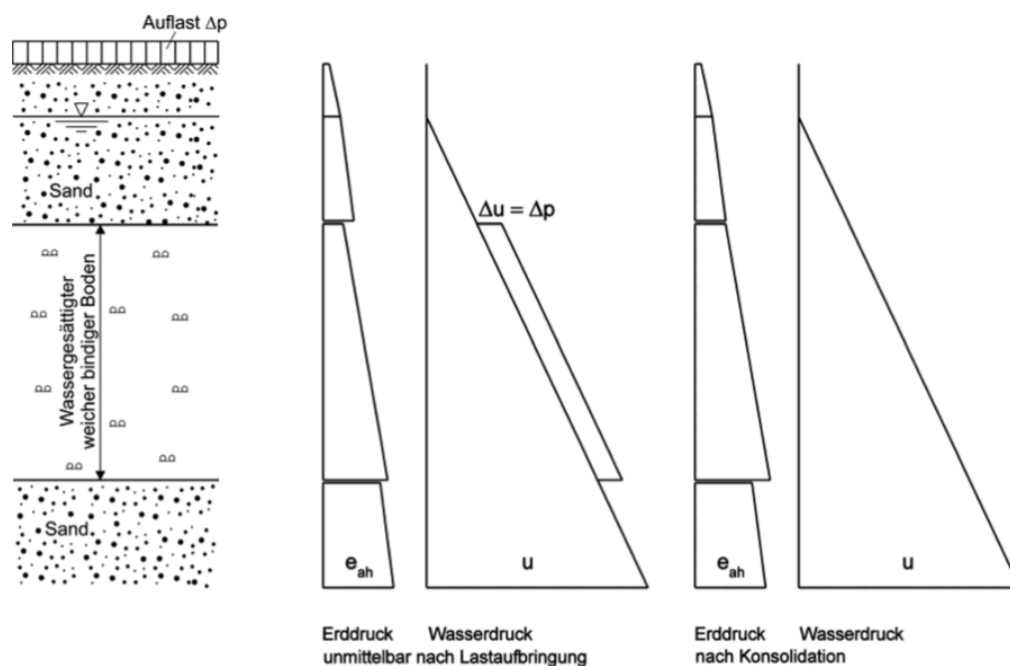


Abbildung 6.23: Beispiel für die Ermittlung der waagrechten Komponente der Erddruckverteilung für den Anfangszustand mit Scherparametern des entwässerten Bodens gemäß EAU [31]

Erfolgt eine langsame Lastaufbringung, beginnt die Konsolidierung bereits währenddessen. Daraus folgt, dass die resultierende Spannung σ' direkt nach Aufbringung der Belastung zunimmt und der Porenwasserüberdruck Δu kleiner als die Auflast Δp ist. Nach Abbau des gesamten Porenwasserüberdruckes (= vollständige Konsolidation) wird die Auflast Δp in voller Größe der

wirksamen Spannung σ' angerechnet (siehe Abbildung 6.23). Liegt jedoch keine vollständige Konsolidation vor, sondern lediglich eine Teilkonsolidation, so kann mithilfe des Konsolidierungsgrades jener Anteil von Δp ermittelt werden, für den der Boden bereits konsolidiert ist. Dieser Anteil wird nach Gleichung (6.25) der wirksamen Spannung σ' angerechnet. Der nicht konsolidierte Anteil von Δp wird der horizontalen Belastung der Wand unvermindert überlassen.

In Abbildung 6.23 findet sich ein Beispiel für die Wirkung der Konsolidation auf die entstehende Wandbelastung. Direkt nach Lastaufbringung erhöht sich im Bereich der bindigen Bodenschicht der hydrostatische Wasserdruck um den Porenwasserüberdruck Δu . Nach erfolgter Konsolidation ist die Erhöhung des horizontalen aktiven Erddruckes e_{ah} um den aus der Auflast resultierenden Erddruck $\Delta p \cdot K_{pgh}$ erkennbar.

6.5.2.2 Erddruckumlagerung

Eine Berücksichtigung einer Erddruckumlagerung ist gemäß EAU [31] nur dann möglich, wenn sich der Erddruck infolge ausreichender Wandverformung auf die steiferen Auflagerbereiche umlagern kann. Die Erddruckumlagerung darf jedoch nur für Erddruckspannungen aus konsolidierten Bodenschichten und bis zur Berechnungssohle (= Baugrubensohle) erfolgen. Liegen Baugrubenwände vor, die aufgrund ihrer hohen Biegesteifigkeit (z.B. Stahlbetonschlitzwand) die für eine Gewölbebildung erforderlichen Wanddurchbiegungen nicht aufweisen, ist zu überprüfen, ob die Verschiebung des Fußauflagers ausreicht, um die Ausbildung einer Erddruckumlagerung zu garantieren.

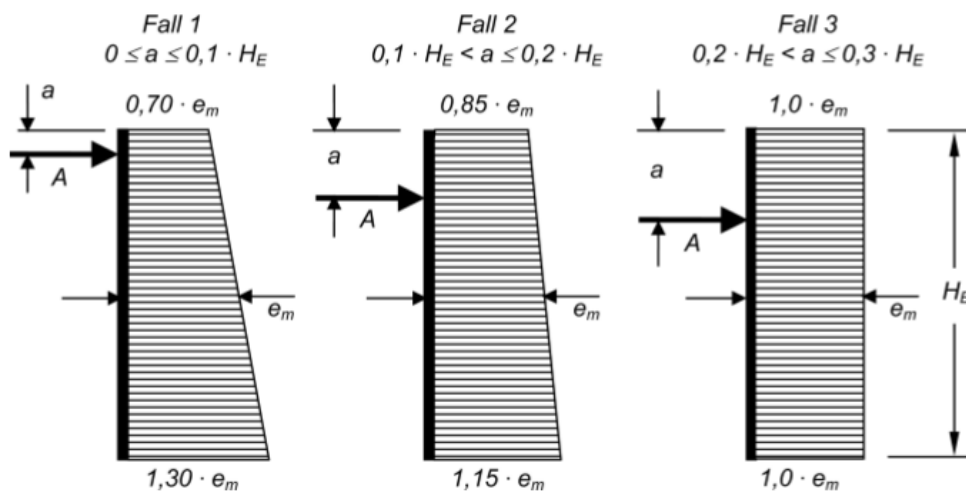


Abbildung 6.24: Erddruckumlagerung für das Herstellverfahren „abgegrabene Wand“ gemäß EAU [31]

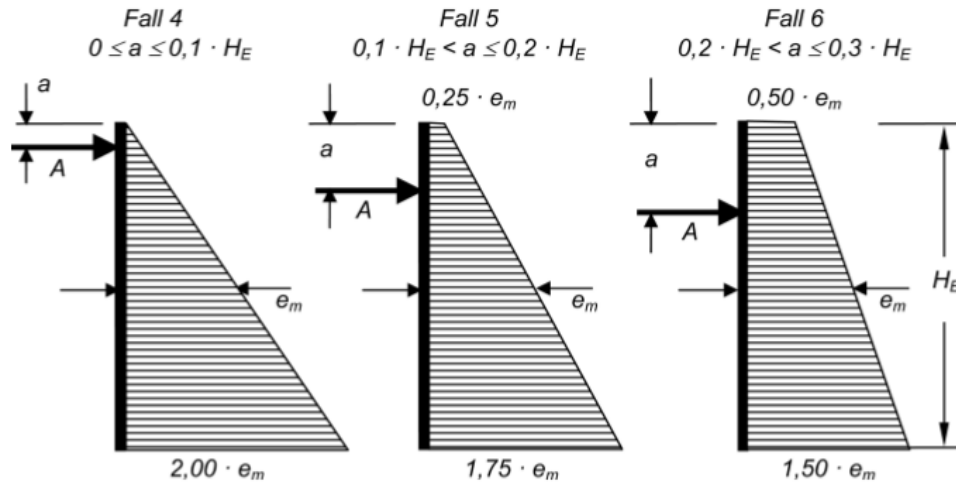


Abbildung 6.25: Erddruckumlagerung für das Herstellverfahren „hinterfüllte Wand“ gemäß EAU [31]

Bei der Anwendung einer Erddruckumlagerung werden zwei Herstellungsverfahren für Verbaukonstruktionen unterschieden:

- Verfahren „abgegrabene Wand“, siehe Abbildung 6.24
- Verfahren „Verfüllung hinter der Wand“, siehe Abbildung 6.25

In den Abbildungen 6.24 und 6.25 beschreibt die Höhe H_E die Umlagerungshöhe und e_m nach Gleichung (6.26) die mittlere umgelagerte Erddruckspannung. Die Höhe a definiert die Ankerkopflage in Bezug zur Geländeoberkante.

$$e_m = \frac{E_{ah,k}}{H_E} \quad (6.26)$$

mit: $E_{ah,k}$... resultierende aktive Erddruckkraft

6.5.3 Erddruckbeanspruchung der passiven Seite (Erdwiderlager)

Die Berechnung des Erdwiderstandes muss in der Regel mit gekrümmten Gleitflächen erfolgen. Der Neigungswinkel $\delta_{p,k}$ des passiven Erddruckes hat innerhalb folgender Grenzen zu bleiben:

$$-\varphi'_k \leq \delta_{p,k} \leq \varphi'_k \quad (6.27)$$

Eine Vereinfachung als ebene Gleitfläche ist dann möglich, wenn folgende Kriterien eingehalten werden:

- Reibungswinkel $\varphi'_k \leq 35^\circ$
- Wandneigung $\alpha_k \leq 0^\circ$ (Vorzeichenregelung gemäß EAU [31] analog zu den Abbildungen 3.3 und 3.12)
- Geländeneigung $\beta_k \geq 0^\circ$ (für $\delta_{p,k} \geq 0$ bzw. $\beta_k \leq 0^\circ$ für $\delta_{p,k} \leq 0$)

Dabei müssen folgende Grenzen für den Neigungswinkel $\delta_{p,k}$ eingehalten werden:

$$-\frac{2}{3} \cdot \varphi'_k \leq \delta_{p,k} \leq +\frac{2}{3} \cdot \varphi'_k \quad (6.28)$$

Weiters ist die Beschränkung des Erddruckneigungswinkels in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit nach Tabelle 6.8 zu überprüfen, wobei φ'_k der charakteristische Reibungswinkel ist.

Tabelle 6.8: Neigungswinkel des passiven Erddruckes δ_k in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit gemäß EAU [31]

<i>Wandbeschaffenheit</i>	<i>Ebene Gleitfläche</i>
Verzahnte Wand	$ \delta_k \leq 2/3 \cdot \varphi'_k$
Raue Wand	$ \delta_k \leq 2/3 \cdot \varphi'_k$
Weniger raue Wand	$ \delta_k \leq 1/2 \cdot \varphi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_k = 0$

Die Bestimmung des mobilisierten Erdwiderstandes kann anhand der Mobilisierungsfunktion nach Bartl [13] erfolgen. In Tabelle 6.9 sind der für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion erforderliche Exponent b sowie der Verschiebungsweg s_p in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart und der Lagerungsdichte des Bodens geregelt.

Tabelle 6.9: Verschiebungsweg und Exponent der Mobilisierungsfunktion gemäß EAU [31] (D ... Lagerungsdichte und d ... Einbindetiefe)

<i>Wandbewegungsart</i>	<i>Verschiebungsweg</i>	<i>Exponent</i>
Drehung um Fußpunkt	$s_p = (0,12 - 0,08 \cdot D) \cdot d$	$b = 1,07$
Parallelverschiebung		$b = 1,45$
Drehung um den obersten Punkt der Einbindetiefe	$s_p = (0,09 - 0,05 \cdot D) \cdot d$	$b = 1,72$

Stehen im Bereich des Bodenaufagers Böden mit weicher Konsistenz oder geringer Festigkeit an, so dürfen diese nicht zur horizontalen Stützung der Wand herangezogen werden. Diese Bodenschichten dürfen nach Abbildung 6.26 nur als Auflast p_0 auf die neue Berechnungssohle in der Höhe der Oberkante der tragfähigen Schicht (d.h. zumindest feste bzw. steife Böden) berücksichtigt werden.

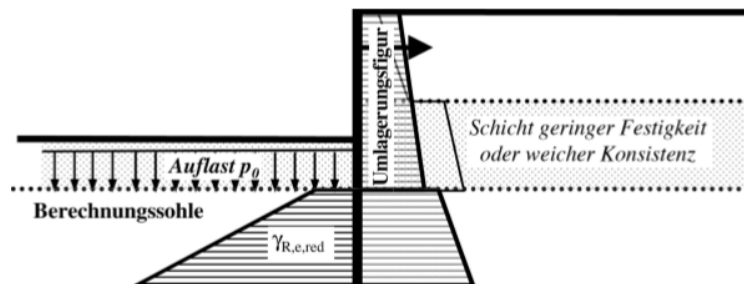


Abbildung 6.26: Lastbild für die Ermittlung der Biegemomente mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten bei Böden mit geringer Festigkeit bzw. weicher Konsistenz gemäß EAU [31]

6.5.3.1 Möglichkeiten zur Modellierung des Erdwiderlagers

Die Modellierung des Bodenaufilers kann gemäß EAU [31] anhand zweier unterschiedlicher Verfahren erfolgen. Einerseits ist die Modellierung des Bodenaufilers mithilfe des Ansatzes von Blum [16] und andererseits durch eine elastische Bettung der Verbauwand im Bereich des Erdwiderlagers möglich.

Weitere Ausführungen zum Verfahren nach Blum sind Kapitel 5.1 zu entnehmen. Für die Bestimmung der Ersatzkraft $C_{h,k}$ führt die EAU Ergänzungen zum ursprünglichen Verfahren nach Blum an. So erfolgt die Bestimmung der Größe der Ersatzkraft $C_{h,k}$ im Rahmen des Verfahrens nach Blum anhand der Gleichgewichtsbedingung der horizontal wirkenden Kräfte (charakteristische Einwirkungen und Auflagerreaktionen). Aufgrund der Annahme, dass der mobilisierte Erdwiderstand bis zum theoretischen Wandfußpunkt in voller Größe angesetzt wird, resultiert eine Überschätzung der Ersatzkraft $C_{h,k}$. Würde der tatsächliche Verlauf des Erdwiderstandes im Bereich des Bodenaufilers berücksichtigt werden, würde die Ersatzkraft $C_{h,k}$ etwa nur die halbe rechnerische Größe erreichen. Aus diesem Grund wird für den Nachweis der vertikalen Kräfte die Horizontalkomponente der Ersatzkraft für die Berechnung der zugehörigen Vertikalkomponente um die Hälfte abgemindert (siehe Abbildung 6.27).

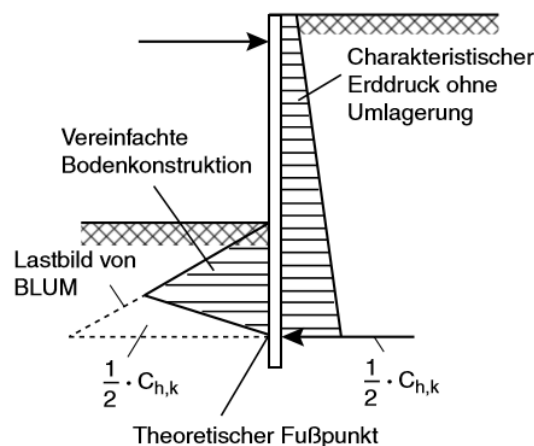


Abbildung 6.27: Wirksamer Anteil der Bodenreaktionen bei Einspannung nach Blum gemäß EAU [31]

Erfolgt die Modellierung des Bodenaufilers mithilfe einer elastischen Bettung, müssen die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen an jeder Stelle des Bodenaufilers geringer als die maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen sein. Für weiterführende Ausführungen und Hinweise zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens verweist die EAU [31] auf die EAB (5. Auflage) [28].

6.5.4 Wirkung des Wassers

Bei der Planung und Bemessung von Kaimauern und anderen Wasserbauten, die sich im strömenden Grundwasser befinden, müssen die Auswirkungen des strömenden Grundwassers auf den Erddruck

und Erdwiderstand berücksichtigt werden [31]. Dabei kann, sofern der Durchlässigkeitsbeiwert k_f geringer als $6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ($\approx 2 \text{ m/h}$) ist, das Gesetz von Darcy angewandt werden. Die Grundwasserströmung kann in der Regel als laminare Strömung angesehen werden, welche in ihrer Gesetzmäßigkeit durch die Potentialtheorie beschrieben werden kann. Als Lösung der Potential-Differential-Gleichung ergeben sich orthogonale Kurvenscharen (Stromlinien und Äquipotentiallinien), welche das Strömungsnetz des Grundwassers bilden. Das Strömungsnetz kann anhand zweier unterschiedlicher Verfahren ermittelt werden:

- **Zeichnerisches Verfahren**

Zeichnerische Verfahren ermöglichen in einfachen Fällen (z.B. bei homogenem Untergrund, stationären Strömungsverhältnissen etc.) eine rasche Ermittlung des Strömungsnetzes. Bei der händischen Konstruktion sind eine Vielzahl an Regeln zu befolgen. Diesbezüglich wird für weitere Ausführungen auf Kapitel 4.7.4 der EAU [31] verwiesen.

- **Numerische Modelle**

In diesem Fall erfolgt die Diskretisierung des Potentialfeldes anhand der Zerlegung des Potentialfeldes in einzelne Elemente und der Festlegung von Potentialhöhen an ausreichend vielen Stützstellen. Unter Stützstellen werden Eckpunkte (Finite Elemente Methode) oder Gitterpunkte (Finite Differenzen Methode) einzelner kleiner endlicher Flächen verstanden. Unstetigkeiten (Brunnen, Drains etc.) und Modellränder müssen im Strömungsfeld durch Knotenpunkte oder Elementenlinien modelliert und abgebildet werden. Bei der Verwendung numerischer Modelle, insbesondere bei instationären Strömungen, ist besonderes Augenmerk auf die Wahl der geeigneten Modellparameter und Randbedingungen zu legen.

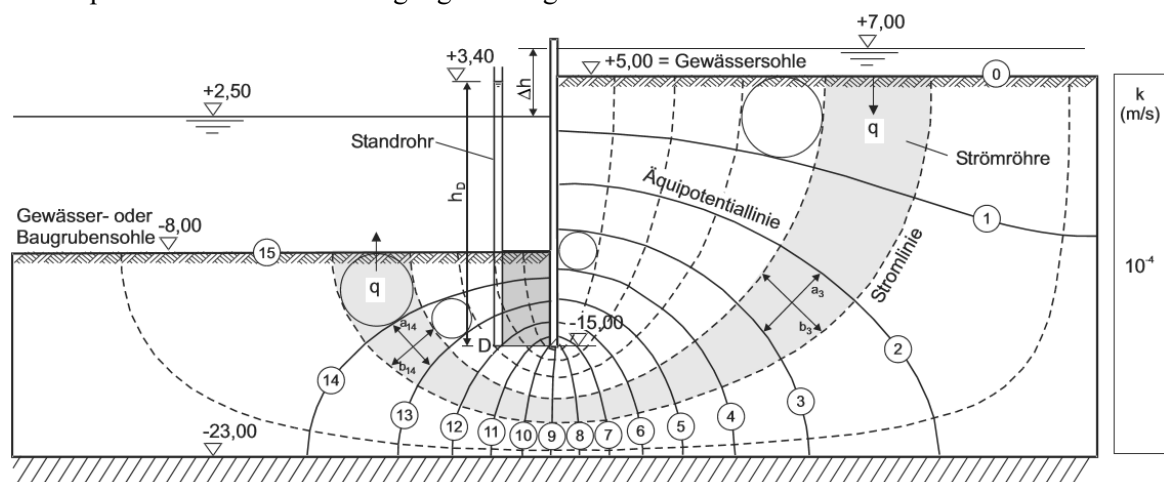


Abbildung 6.28: Beispiel für ein Grundwasserströmungsnetz in homogenem Boden bei vertikaler Anströmung gemäß EAU [31]

Aufgrund einer Wasserspiegeldifferenz stellt sich eine Grundwasserströmung entlang der Verbaukonstruktion ein, wodurch ein verminderter Wasserdruck resultiert. Mithilfe der Berechnung eines Strömungsnetzes kann die Auswirkung der Grundwasserströmung auf den Erddruck und

Erdwiderstand abgeleitet werden (siehe Abbildung 6.28). So ist der Standrohrspiegeldifferenz je Netzfeld dh eine lotrechte Strömungskraft im Erdkörper äquivalent. Der Abbildung 6.28 ist zu entnehmen, dass der Strömungsdruck auf der Erddruckseite von oben nach unten zunimmt und auf der passiven Seite von unten nach oben abnimmt. Mittels der Standrohrspiegeldifferenz dh je Netzfläche und der Anzahl n der Felder in Strömungsrichtung ergibt sich auf der aktiven Seite eine lotrechte Zusatzbeanspruchung von $+n \cdot \gamma_w \cdot dh$. Daraus resultiert eine Vergrößerung der horizontalen Erddruckkomponente um:

$$\Delta e_{ahn} = +n \cdot \gamma_w \cdot dh \cdot K_{ag} \cdot \cos(\delta_a) \quad (6.29)$$

mit: γ_w ... Wichte des Wassers
 K_{ag} ... aktiver Erddruckbeiwert
 δ_a ... Erddruckneigungswinkel des aktiven Erddruckes
 dh ... Standrohrspiegeldifferenz

Auf der passiven Seite kommt es nach Gleichung (6.30) aufgrund der von unten nach oben gerichteten Strömung zu einer Verminderung der horizontalen Erddruckkomponente:

$$\Delta e_{phn} = -n \cdot \gamma_w \cdot dh \cdot K_{pg} \cdot \cos(\delta_p) \quad (6.30)$$

mit K_{pg} ... passiver Erddruckbeiwert
 δ_p ... Erddruckneigungswinkel des passiven Erddruckes

Liegt keine Ermittlung des Strömungsnetzes vor, kann näherungsweise der Einfluss der Umströmung einer Baugrubenwand auf den Erddruck bzw. Erdwiderstand durch eine Reduzierung der Wichte des anstehenden Bodens abgeschätzt werden:

Änderung der Wichte auf der aktiven Verbauseite:

$$\Delta \gamma' = \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{so} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad (6.31)$$

Änderung der Wichte auf der passiven Verbauseite:

$$\Delta \gamma' = -\frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{so} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad (6.32)$$

Legende zu den Gleichungen (6.31) und (6.32) sowie zu Abbildung 6.29:

Δh ... Differenz des Wasserspiegels beiderseits der Wand (Potentialdifferenz)
 h_{so} ... Durchströmte Bodenhöhe auf der Landseite der Spundwand bis zum Spundwandfußpunkt, in der ein Potentialabbau stattfindet
 h_{su} ... Rammtiefe bzw. Dicke der Bodenschicht auf der Wasserseite der Spundwand, in der ein Potentialabbau stattfindet
 γ' ... Wichte des Bodens unter Auftrieb
 γ_w ... Wichte des Wassers

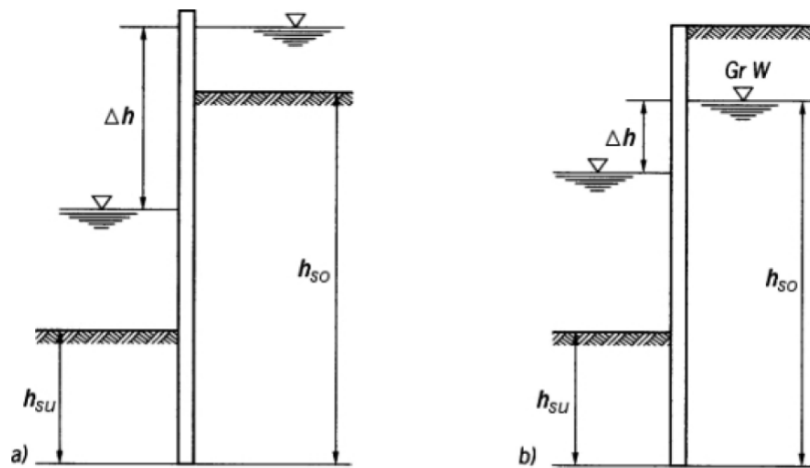


Abbildung 6.29: Definitionen für die angenäherte Ermittlung der durch den Strömungsdruck veränderten wirksamen Wichte des Bodens vor und hinter der Baugrubenwand gemäß EAU [31]

Die Gleichungen (6.31) und (6.32) dürfen jedoch nur dann angewandt werden, wenn auch unterhalb des Wandfußes Boden ansteht, der im selben Ausmaß zum Potentialabbau beiträgt wie der Boden vor und hinter der Verbaukonstruktion.

7. Nachweisverfahren

7.1 Globales Sicherheitskonzept

Das globale Sicherheitskonzept beruht auf der Überlegung, dass bei der Berechnung bzw. Bemessung von Bauwerksteilen ein Bauteil erst dann als ausreichend „sicher“ erachtet wird, wenn der Widerstand ($R \rightarrow$ „Resistance“) größer als die mit dem globalen Sicherheitsfaktor η erhöhte Beanspruchung oder Einwirkung ($S \rightarrow$ „Stress“) ist [8]:

$$R \geq \eta \cdot S \quad (7.1)$$

Bei geotechnischen Berechnungen hat sich der in Gleichung (7.2) dargestellte Quotient aus (rück)haltenden zu treibenden Kräften eines möglichen Versagensmechanismus durchgesetzt [8]:

$$\eta = \frac{R}{S} = \frac{\text{rückhaltende Kräfte}}{\text{treibende Kräfte}} \geq 1,0 \quad (7.2)$$

Durch den globalen Sicherheitsfaktor η können die Empfindlichkeit und Unsicherheit einzelner Parameter nicht berücksichtigt werden. Dieser fungiert lediglich am Ende der Berechnung als Multiplikator für die charakteristischen Einwirkungen und Beanspruchungen. Mithilfe eines einzigen Faktors erfolgt die Berücksichtigung der naturgemäß auftretenden Maßungenauigkeiten, Bauteiltoleranzen, Unwegbarkeiten von Berechnungsansätzen der Einwirkungen etc. Die in einem mechanischen Modell wirkenden unterschiedlichen rückhaltenden Kräfte werden somit nicht gesondert gewichtet. Folglich werden bei der Bemessung die unterschiedlichen Genauigkeiten, mit denen die einzelnen Anteile der rückhaltenden Kräfte (z.B. Reibung, Kohäsion etc.) ermittelt werden können, nicht weiter beachtet.

Gegen das Prinzip des globalen Sicherheitskonzeptes sprechen folgende Punkte [8]:

- Für die wesentlichen geotechnischen Nachweise in der Geotechnik – Gleiten, Kippen, mechanischer Grundbruch, Auftrieb, Hydraulischer Grundbruch, Böschungsbruch und axiale Tragfähigkeit von Pfählen – gibt es unterschiedliche, empirisch oder willkürlich festgelegte Sicherheitsfaktoren.
- Alle über die Belastungsannahmen hinausgehenden Einflussfaktoren wie Unsicherheiten des Baugrundmodells, Bodenparameter, Unschärfen des mechanischen Modells wie auch

Imperfektionen der Ausführung können nicht gesondert bewertet werden. All diese Unsicherheiten sind im globalen Sicherheitsfaktor diffus berücksichtigt, jedoch für den Anwender nicht nachvollziehbar darzustellen.

- Als Folge der Gleichbewertung aller Einflüsse bietet das Verfahren keine Transparenz bzgl. der tatsächlichen Sicherheitsreserven oder des Ausnutzungsgrads der Konstruktion oder der Konstruktionsteile.

7.2 Teilsicherheitskonzept nach EC 7

Dem Eurocode 7 liegt das sogenannte semi-probabilistische Sicherheitskonzept zugrunde. Durch die Berücksichtigung der Streuung einzelner Einflussparameter im jeweiligen Berechnungsschritt mit Teilsicherheitsfaktoren γ können die statistischen Streuungen der einzelnen Parameter genauer erfasst werden. Die Berechnung und Bemessung basiert auf den charakteristischen Einwirkungen E und Widerständen R , welche als „vorsichtige“ Mittelwerte aus statischen Untersuchungen abgeleitet werden. Im Zuge der Berechnung werden die charakteristischen Werte einzeln oder nach Lastfällen getrennt mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert oder erhöht. Eine mögliche Erhöhung oder Abminderung des charakteristischen Wertes hängt davon ab, ob die Einwirkung bzw. der Widerstand günstig oder ungünstig wirken. Die korrigierten Werte werden als (Index $d \rightarrow$ „Design“) Bemessungswerte bezeichnet [8].

Einwirkungen [60]:

$$E_k \cdot \gamma_s = E_d \quad (7.3)$$

Widerstände [60]:

$$R_k / \gamma_R = R_d \quad (7.4)$$

Um im Zuge der Bemessung einen Nachweis zu erbringen, muss die Summe der vorhandenen Widerstände und Einwirkungen die Grenzzustandsbedingung erfüllen [60]:

$$\sum R_d \geq \sum E_d \quad (7.5)$$

Zur Erbringung von Nachweisen in der Geotechnik sind in der ÖNORM EN 1997-1 (Eurocode 7) unterschiedliche Nachweisverfahren enthalten. Die angeführten Nachweisverfahren spiegeln die unterschiedlichen Berechnungs- und Nachweisphilosophien in Europa wider [8].

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind nach folgendem Schema gegliedert:

A	$\rightarrow$	für Einwirkungen und/oder Beanspruchungen
M	$\rightarrow$	für Bodenkennwerte
R	$\rightarrow$	für Widerstände

Die Wahl der entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren richtet sich nach dem angewendeten Nachweisverfahren (siehe unten). Allerdings muss ein Versagen bei jeder angeführten Kombination von Teilsicherheitsbeiwertgruppen ausgeschlossen werden. Das Zeichen „+“ bedeutet in den nachfolgende Nachweisverfahren „in Kombination mit“ [60].

Folgende Nachweisverfahren werden unterschieden [60]:

- **Nachweisverfahren 1** (Nachweis bei Kombination 1 und Kombination 2)

Für die Bemessung axial belasteter Pfähle und Anker gilt:

Kombination 1:	A1 „+“ M1 „+“ R1
Kombination 2:	A2 „+“ M1 oder M2 „+“ R4 (M2 z.B. für negative Mantelreibung)

Für alle weiteren Bemessungen:

Kombination 1:	A1 „+“ M1 „+“ R1
Kombination 2:	A2 „+“ M2 „+“ R1

- **Nachweisverfahren 2**

Kombination:	A1 „+“ M1 „+“ R2
--------------	------------------

- **Nachweisverfahren 3**

Kombination:	(A1* oder A2 [†]) „+“ M2 „+“ R3
	* bei Einwirkungen aus dem Tragwerk
	[†] bei geotechnischen Einwirkungen

In Österreich kommen nur die Nachweisverfahren 2 und 3 zur Anwendung. Durch die Festlegung von nationalen Teilsicherheitsbeiwerten konnte das in Österreich „traditionell“ herrschende Sicherheitsniveau sichergestellt werden.

Einen Überblick über die Anwendung der Nachweisverfahren 2 und 3 bietet Abbildung 7.1. Gemäß [56] muss Nachweisverfahren 2 für die Berechnung von Flachgründungen, axial beanspruchten Pfahlgründungen, Verankerungen und Stützbauwerken (Baugrubenumschließungen) angewendet werden. Dabei sind die Teilsicherheitsbeiwerte „auf die aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen und auf die Widerstände des Baugrunds anzuwenden“ [56]. Gemäß [60] erfolgt erst bei der Überprüfung der Grenzzustandsbedingung die Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen und Widerstände. Die dabei anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte und Faktoren sind in Tabelle 7.1 bis 7.3 angegeben.

Muss die Gesamtstandsicherheit (Geländebruch) von Hängen, Böschungen und Geländesprüngen nachgewiesen werden, so muss nach [56] das Nachweisverfahren 3 angewendet werden. Bei diesem Nachweisverfahren „werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen und auf die Bodenkenngrößen angewendet“ [56]. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden im Gegensatz zum Nachweisverfahren 2 nicht erst bei der Überprüfung der Grenzzustandsbedingung

berücksichtigt. „Die Teilsicherheitsparameter werden also auf die Scherparameter im Sinne der Fellenius Regel angewendet“ [46].

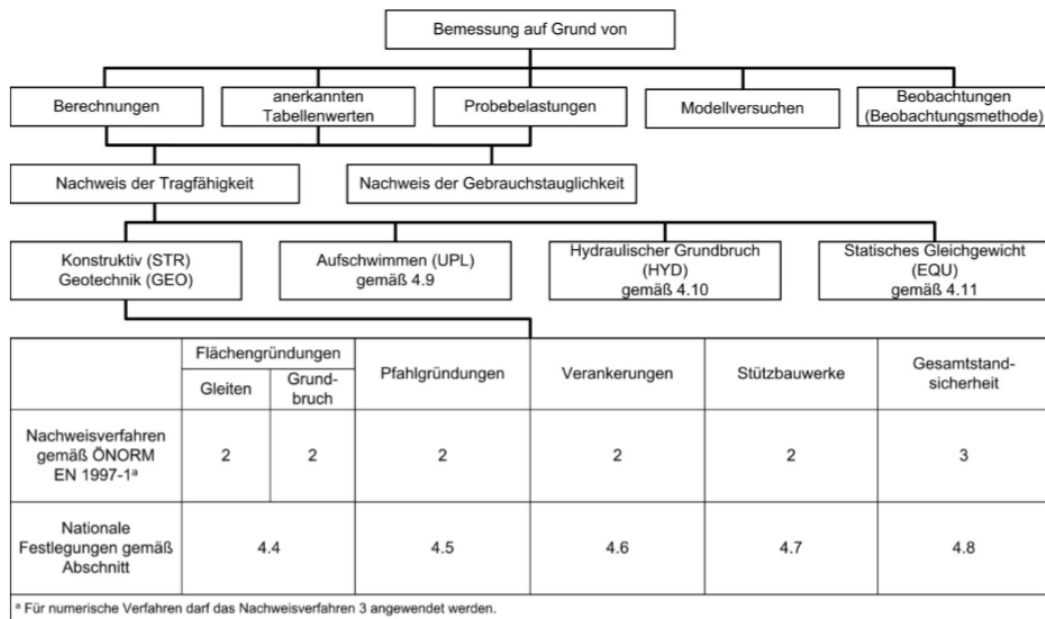


Abbildung 7.1: Nachweisführung gemäß ÖNORM B 1997-1 [56]

7.2.1 Wichtige Begriffe der ÖNORM EN 1997-1 bzw. ÖNORM B 1997-1

7.2.1.1 Geotechnische Kategorie

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 [60] ist jedes geotechnische Bauvorhaben nach dem Schwierigkeitsgrad des Bauwerks, den anstehenden Baugrundverhältnissen und der Wechselwirkung zwischen dem Bauvorhaben und der Umgebung einer der drei geotechnischen Kategorien zuzuordnen. Je nach vorhandener geotechnischer Kategorie ergibt sich gemäß ÖNORM B 1997-2 der Umfang der geotechnischen Untersuchungen. Liegt z.B. eine geotechnische Kategorie 1 vor, ist keine Unterscheidung zwischen einer Vor- und Hauptuntersuchung erforderlich. Für weitere Ausführungen wird auf [60] verwiesen.

• Geotechnische Kategorie 1 ... GK1

Die geotechnische Kategorie 1 sollte nur bei kleinen und relativ einfachen Bauwerken verwendet werden. Bei Bauwerken dieser Kategorie sollen die grundsätzlichen Anforderungen aufgrund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar sein; überdies sollte ein vernachlässigbares Risiko bestehen. Abgesehen davon darf das Verfahren der geotechnischen Kategorie 1 nur dort angewendet werden, wo hinsichtlich der Gefährdung durch Geländebruch oder Bewegungen im Baugrund keine Bedenken bestehen, ebenso wie bei Baugrundverhältnissen, für die vergleichbare Erfahrungen für ein einfaches Verfahren ausreichen. Die geotechnische Kategorie 1 sollte auch nur dort verwendet werden, wo der Baugrubenaushub oberhalb des Grundwasserspiegels bleibt oder wo für einen Aushub im Grundwasser eine vergleichbare örtliche Erfahrung vorliegt.

- **Geotechnische Kategorie 2 ... GK2**

Die geotechnische Kategorie 2 ist für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnisse anzuwenden. Dazu zählen Flächenfundamente, Gründungsplatten, Pfahlgründungen, Baugruben, Brückenpfeiler und Widerlager, Baugrundanker und andere Verankerungen im Baugrund etc. Die Nachweise der geotechnischen Kategorie 2 sollten in der Regel zahlenmäßig ausgewiesene geotechnische Kenngrößen und Berechnungen enthalten. Bei der Planung, Bemessung und Ausführung von Bauwerken oder Bauwerksteilen genügen Routineverfahren für Feld- und Laborversuche.

- **Geotechnische Kategorie 3 ... GK3**

Die geotechnische Kategorie 3 umfasst alle Bauwerke und Bauwerksteile, die nicht den geotechnischen Kategorien 1 und 2 zugeordnet werden können. Dazu zählen beispielweise sehr große und ungewöhnliche Bauwerke, Bauwerke mit außergewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen oder ungewöhnlich schwierigen Baugrund- oder Belastungsverhältnissen, Bauwerke in seismisch stark betroffenen Gebieten und Bauwerke in Gebieten, in denen mit instabilen Baugrundverhältnissen oder andauernden Bewegungen im Untergrund zu rechnen ist, sodass ergänzende Untersuchungen oder Sondermaßnahmen erforderlich sind. Daher sind Bauvorhaben, die der geotechnischen Kategorie 3 zugeordnet werden, nach anspruchsvolleren Vorgaben und Regeln als in der ÖNORM EN 1997-1 [60] genannt zu untersuchen.

7.2.1.2 Bemessungssituationen

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 müssen bei der Berechnung von geotechnischen Bauvorhaben kurz- und langfristige Bemessungssituationen berücksichtigt werden. Die jeweils vorhandene Bemessungssituation beeinflusst die für die Berechnung zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte, welche in der ÖNORM B1997-1-1 [56] festgelegt sind. In der ÖNORM B1997-1-1 werden drei Bemessungssituationen wie folgt definiert:

- **Ständige Bemessungssituation ... BS 1**

Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Bauwerks entsprechen. Sie beinhalten alle im normalen Betrieb zu erwartenden Einwirkungen und Einwirkungskombinationen wie ständige Lasten, regelmäßig auftretende Nutzlasten und Verkehrslasten sowie Schnee, Grundwasser und Wind.

- **Vorübergehende Bemessungssituation ... BS 2**

Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z.B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung, nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten, Eisdruck.

- **Außergewöhnliche Bemessungssituation ... BS 3**

Außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Bauwerk beziehen, z.B. auf Erdbeben, Brand, Explosionen, Anprall und Folgen lokalen Versagens, extremes Grundwasser bzw. Hochwasser.

7.2.1.3 Schadensfolgeklasse

Eine Definition der Schadensfolgeklassen erfolgt in der ÖNORM EN 1990:2013 [59]. Die Schadensfolgeklassen der ÖNORM B 1997-1-1 [56] werden nur für jene Fälle festgelegt, in denen diese die Teilsicherheitsbeiwerte beeinflussen. Somit hat die Schadensfolgeklasse direkten Einfluss auf die Nachweisführung.

- **Schadensfolgeklasse ... CC 1**

Keine Gefährdung von Menschenleben, geringe wirtschaftliche Folgen (z.B. Gebäude untergeordneter Bedeutung und Nutzung, Böschungen und Hangsicherungen an untergeordneten Verkehrswegen).

- **Schadensfolgeklasse ... CC 2**

Gefährdung von Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen (z.B. Böschungen und Hangsicherungen an Verkehrswegen, Hochwasserrückhaltedämme).

- **Schadensfolgeklasse ... CC 3**

Gefährdung vieler Menschenleben und/oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen (z.B. Staudämme, öffentliche Infrastrukturbauten hoher Bedeutung).

7.2.2 Nachweisführung vertikaler Baugrubenwände nach Eurocode 7

Nach der ÖNORM EN 1997-1:2014 [60] ist für die Bemessung von Stützbauerwerken das Nachweisverfahren 2 anzuwenden. Die in Tabelle 7.1 bis Tabelle 7.5 angeführten Teilsicherheitsbeiwerten sind auf die aus den Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen oder Widerstände anzuwenden.

Tabelle 7.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen γ_E gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Beanspruchung		Symbol	Wert		
Dauer	Bedingung		BS 1	BS 2	BS 3
ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,20	1,00
	günstig	γ_G	1,00	1,00	1,00
veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,50	1,30	1,00
	günstig	γ_Q	0	0	0

Legende für Tabelle 7.1:

ständig	...	Lasten aus Bodeneigengewicht, Anker, Gebäudelasten etc.
veränderlich	...	Lasten aus Verkehr etc.
ungünstig	...	die Last wirkt beanspruchend oder „treibend“ für das Objekt
günstig	...	die Last erhöht die Widerstände

Tabelle 7.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkennwerte γ_M gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
effektiver Reibungswinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,00
effektive Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1,00
undrainierte Scherfestigkeit	γ_{cu}	1,00
einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,00
Wichte	γ_{γ}	1,00
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \phi'$ angewendet.		

Tabelle 7.3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände von Stützbauwerken γ_R gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Widerstand	Symbol	Wert		
		BS 1	BS 2	BS 3
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,40	1,30	1,20

Tabelle 7.4: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gegen Herausziehen von Verpressankern, Verpresspfähle und Nägel γ_R für alle Bemessungssituationen gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Widerstand	Symbol	Schadensfolgeklasse	
		CC 1 und CC 2	CC 3
Verpressanker	γ_a	1,10	1,25
Verpresspfähle	$\gamma_{s,t}$	1,40	1,60
Nägel	$\gamma_{n,t}$	1,40	1,60

Tabelle 7.5: Faktor η in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Widerstand	Symbol	Schadensfolgeklasse	
		CC 1 und CC 2	CC 3
Verpressanker	η	1,00	1,15
Verpresspfähle	η	1,30	1,50
Nägel	η	1,30	1,50
ANMERKUNG Durch die Einführung des Faktors η wird sichergestellt, dass alle Stahlzugglieder nicht nur für den Bemessungswert P_d , sondern auch für die geforderten Prüfkräfte bemessen sind.			

7.2.2.1 Belastungen und Widerstände

Einwirkende Belastungen sind in ständige und veränderliche Lasten zu unterteilen. Die charakteristischen Lasten werden nach Gleichung (7.6) mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert [8]:

$$E_d = G_k \cdot \gamma_G + Q_k \cdot \gamma_Q \quad (7.6)$$

mit:	E_d	...	Bemessungswert der Einwirkung
	G_k	...	charakteristische ständige Einwirkung
	γ_G	...	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung
	Q_k	...	charakteristische veränderliche Einwirkung
	γ_Q	...	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung

Der für die Bemessung anzusetzende Widerstand muss nach Gleichung (7.7) durch den Teilsicherheitsfaktor $\gamma_{R,e}$ dividiert werden [8]:

$$R_d = E_{p,k} / \gamma_{R,e} \quad (7.7)$$

mit:	R_d	...	Bemessungswert des Widerstandes
	$E_{p,k}$	...	charakteristischer Wert des Widerstandes (passiver Erddruck)
	$\gamma_{R,e}$	...	Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes (Erdrwiderstand)

Bei den einzelnen Nachweisen werden die Bemessungswerte der Widerstände und Beanspruchungen miteinander verglichen und müssen folgende Bedingung erfüllen [8]:

$$E_d \leq R_d \quad (7.8)$$

7.2.2.2 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von vertikalen Baugrubenwänden

Im Zug der Bemessung von vertikalen Baugrubenwänden müssen folgende Nachweise geführt werden [6]:

- Nachweis der Vertikalkomponente der Bodenreaktion
- Nachweis der Einbindetiefe t_E
- Nachweis der Auflagerkraft $B_{h,d}$
- Nachweis der Ankerkraft A_{had}
- Nachweis der vertikalen Ankerkraft A_{vdi}

Im Zuge dieser Arbeit werden die Nachweise der vertikalen Kräfte nicht behandelt. Vertikale Kräfte haben bei Stabwerksmodellen keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten von Böden. Für die Mobilisierung des Erddruckes sind daher lediglich jene Kraftkomponenten von Bedeutung, die senkrecht auf die Baugrubenwand wirken. Diese Beanspruchungen verursachen Biegemomente und in weiterer Folge Verformungen entlang der Verbauwand. Für die Nachweise der vertikalen Lastabtragung wird auf [5] verwiesen.

7.2.2.2.1 Nachweis der Einbindetiefe t_E

Zur Erbringung des Nachweises der ausreichenden Einbindetiefe muss sichergestellt werden, dass die im Zuge der statischen Berechnung ermittelten Auflagerkräfte (als Beanspruchung) den Erdwiderstand im Bereich des Bodensauflagers nicht überschreiten. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn die Gleichung (7.9) erfüllt ist [8]:

$$B_{h,d} \leq R_d \quad (7.9)$$

mit: $B_{h,d}$... Bemessungswert der einwirkenden Auflagerkraft
 R_d ... Bemessungswert der widerstehenden Erddruckkraft

Der Bemessungswert der einwirkenden Auflagerkraft lässt sich aus den charakteristischen Werten der Auflagerkraft wie folgt bestimmen [8]:

$$B_{h,d} = B_{G,h,k} \cdot \gamma_G + B_{Q,h,k} \cdot \gamma_Q \quad (7.10)$$

Der Bemessungswert der widerstehenden Erddruckkraft folgt nach Gleichung (7.11) aus der charakteristischen Erddruckkraft [8]:

$$R_d = E_{G,ph,k} / \gamma_{R,e} \quad (7.11)$$

Durch Bestimmung des Grenzgleichgewichtes nach Gleichung (7.12) kann die Mindesteinbindetiefe t_{min} ermittelt werden [8].

$$B_{h,d} = R_d \quad (7.12)$$

7.2.2.2.2 Nachweis der Baugrubenwand

Anhand des statischen Systems der Baugrubenverbaukonstruktion können die charakteristischen Schnittgrößen M_k, Q_k, N_k berechnet werden. Durch die ermittelten Schnittgrößen wird es möglich, die Baugrubenwand zu bemessen. Je nach Material der Baugrubenwand muss die Bemessung auf unterschiedlichen Normen basieren. Allgemein gilt jedoch [8]:

$$M_{E,d} \leq M_{R,d} \quad (7.13)$$

mit: $M_{E,d}$... Bemessungswert der einwirkenden Momente
 $M_{R,d}$... Bemessungswert der widerstehenden Momente

und:

$$M_{E,d} = M_{G,k} \cdot \gamma_G + M_{Q,k} \cdot \gamma_Q \quad (7.14)$$

mit: $M_{G,k}$... Momente aus ständiger Belastung
 $M_{Q,k}$... Momente aus veränderlicher Belastung

und:

$$Q_{E,d} \leq Q_{R,d} \quad (7.15)$$

mit: $Q_{E,d}$... Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
 $Q_{R,d}$... Bemessungswert der widerstehenden Querkraft

und:

$$Q_{E,d} = Q_{G,k} \cdot \gamma_G + Q_{Q,k} \cdot \gamma_Q \quad (7.16)$$

mit: $Q_{G,k}$... Querkräfte aus ständiger Belastung
 $Q_{Q,k}$... Querkräfte aus veränderlicher Belastung

Für weitere Schnittgrößen wie Torsionsmomente und Normalkräfte ist dieselbe Vorgangsweise zu wählen.

7.2.2.3 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Verankerungen – Tiefe Gleitfuge

7.2.2.3.1 Nachweis der tiefen Gleitfuge

Je nach gewähltem statischem System ergeben sich die Ankerkräfte aus veränderlichen $A_{vorh,Q,k}$ und ständigen $A_{vorh,G,k}$ Lasten (siehe Abbildung 7.2). Die Berechnung der aus der gewählten/vorgegebenen Ankerlänge möglichen Ankerkraft $A_{mögl,k}$ kann z.B. mittels des Verfahrens nach Kranz erfolgen. Im Zuge der Berechnung sind alle Kräfte als charakteristische Lasten anzusetzen. Für den Nachweis der tiefen Gleitfuge muss beispielweise für vorgespannte Anker folgende Bedingung eingehalten werden [8]:

$$P_d \leq R_{a,d} \quad (7.17)$$

oder:

$$A_{vorh,G,k} \cdot \gamma_G + A_{vorh,Q,k} \leq A_{mögl,k} / \gamma_a \quad (7.18)$$

mit:

P_d	...	Bemessungswert der Ankerbelastung
$R_{a,d}$	...	Bemessungswert des Herausziehwiderstandes
γ_a	...	Teilsicherheitsbeiwert gemäß ÖNORM B 1997-1-1:2013, Tabelle 13, für den Widerstand eines vorgespannten Ankers gegen Herausziehen (siehe Tabelle 7.4)

$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$ ($R_{a,k}$ ist mit $A_{mögl,k}$ gleichzusetzen)

7.2.2.3.2 Nachweis des Stahlzuggliedes

Nachdem sichergestellt wurde, dass die mobilisierte Ankerkraft in das angrenzende Erdreich (Nachweis der tiefen Gleitfuge) abgetragen werden kann, muss nach Gleichung (7.19) der Nachweis des Stahlzuggliedes erbracht werden [8]:

$$P_d \leq R_{t,d} = f_{pd} \cdot A_{a,erf} \cdot (1/\eta) \quad (7.19)$$

mit:

P_d	...	Bemessungswert der Ankerbelastung
$R_{t,d}$	...	Bemessungswert des Widerstandes des Stahlzuggliedes
f_{pd}	...	Bemessungswert der Stahlzugfestigkeit
$A_{a,erf}$	...	erforderliche Querschnittsfläche des Ankerzuggliedes
η	...	Faktor in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse nach ÖNORM B 1997-1-1

7.2.2.4 Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird mit charakteristischen Werten ($\gamma_i = 1,0$) geführt.

7.2.2.5 Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch

Der Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch muss nur dann erbracht werden, wenn aufgrund von Wasserspiegel-/Wasserdruckdifferenzen (siehe Abbildung 7.3) eine nach oben gerichtete Grundwasserströmung entsteht. Ein hydraulischer Grundbruch tritt dann ein, wenn die nach oben gerichtete Strömungskraft die Gewichtskraft des anstehenden Bodens übersteigt.

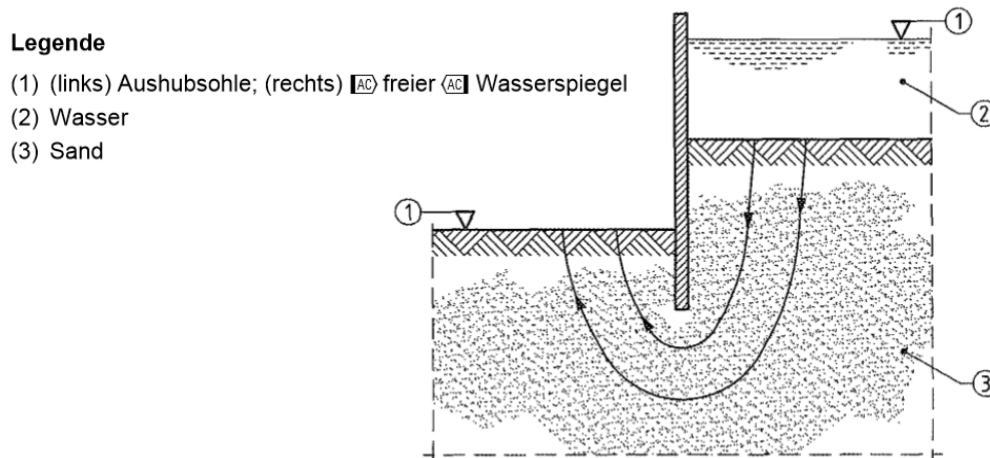


Abbildung 7.3: Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch auftreten kann [60]

Gemäß [60] muss an der Unterseite jedes Einzelkorns der Bemessungswert der destabilisierenden totalen Porenwasserdrücke $u_{dst,d}$ geringer sein, als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung $\sigma_{stb,d}$ (Nachweisführung mit totalen Spannungen):

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (7.20)$$

Die Erbringung des Nachweises des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch ist gemäß [60] auch mit effektiven Spannungen möglich. Dabei muss die auf jedes vorhandene Einzelkorn wirkende Strömungskraft $S_{dst,d}$ geringer sein, als dessen Gewicht unter Auftrieb $G'_{stb,d}$:

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad (7.21)$$

Die Bestimmung der Bemessungswerte in den Gleichungen (7.20) und (7.21) erfolgt mit Hilfe der in Tabelle 7.6 angeführten Teilsicherheitsbeiwerte. Wie den Gleichungen (7.20) und (7.21) entnommen werden kann, ist gemäß ÖNORM EN 1997-1 die Erbringung des Nachweises des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch sowohl mit totalen als auch effektiven Spannungen möglich. „In diesem Zusammenhang muss auf das unterschiedliche Sicherheitsniveau hingewiesen werden, das ein Nachweis mit totalen Spannungen im Vergleich zu effektiven Spannungen mit sich zieht“ [1]. Für weitere Ausführungen wird auf [1] verwiesen.

Es wird angemerkt, dass ein Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch keine innere Erosion ausschließt [60]. Der Nachweis gegen innere Erosion ist gegebenenfalls gemäß [60] getrennt zu untersuchen.

Tabelle 7.6: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für den Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]

Bodenart	Einwirkung	Symbol	Wert
gering erosions- bzw. suffosionsgefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,35
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0
bedingt gefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,50
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,65
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0
erosions- bzw. suffosionsgefährdete Böden	ständig ungünstig	$\gamma_{G,dst}$	1,80
	ständig günstig	$\gamma_{G,stb}$	0,90
	veränderlich ungünstig	$\gamma_{Q,dst}$	2,00
	veränderlich günstig	$\gamma_{Q,stb}$	0

8. Vergleichsberechnungen anhand von Praxisbeispielen

Durch zwei ausgewählte Praxisbeispiele werden die in den vorangegangenen Kapiteln vorgestellten Berechnungsmöglichkeiten/-vorschriften anhand durchgeführter Verformungsmessungen evaluiert. Die Berechnungen werden einerseits mit Stabstatikmodellen und andererseits mithilfe eines 2D-Finite Elemente Modells durchgeführt.

Bei Verwendung des Stabstatikmodells werden für die Modellierung des Bodenaufagers zwei unterschiedliche Möglichkeiten untersucht:

- **Modellierung des Bodenaufagers mittels einer resultierenden Kraft**

In diesem Fall erfolgt die Verformungsberechnung gemäß dem in Kapitel 5.1 angeführten Verfahren nach Blum.

- **Modellierung des Bodenaufagers mittels elastischer Bettung**

Die in Kapitel 5 angeführten Berechnungsvorschriften enthalten unterschiedliche Möglichkeiten für den Ansatz einer elastischen Bettung im Erdauflagerbereich. Für einen Vergleich der Berechnungsansätze kommen folgende Vorschriften zur Anwendung:

- ÖNORM B4434
- RVS 09.01.41
- EAB – EB 102

Bei Verwendung des 2D-Finite Elemente Modells wird folgende Stoffmodellierung verwendet:

- **Hardening Soil Stoffmodell**

Die Berechnungsvorschriften der EAU [31] werden in der vorliegenden Arbeit nicht betrachtet, da die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „*Ufereinfassungen*“ für die Konstruktion und Bemessung von Häfen und Wasserstraßen erarbeitet wurden. Bei den Vergleichsberechnungen wurde die DIN 1054 [23] ebenfalls nicht behandelt. Um einen vollständigen Überblick über den derzeitigen Normen- und Vorschriftenstand zu erhalten, erschien es jedoch sinnvoll, die EAU und die DIN 1054 in Kapitel 5 zu behandeln.

8.1 Tunnel Rannersdorf

8.1.1 Projektübersicht

Der Tunnel Rannersdorf ist mit einer Länge von 1880 m eines der Kernstücke der Wiener Außenring Schnellstraße S1 und befindet sich südlich der Stadt Schwechat. Durch den Tunnel werden die Ortschaft Rannersdorf sowie die vier Gewässer (Kalter Gang, Frauenbach, Schwechat und Schwechat Werksbach) unterfahren.



Abbildung 8.1: Übersichtsplan Tunnel Rannersdorf [25]

Aufgrund des umfangreichen Verformungsmessprogrammes (z.B. Inklinometermessung) während der Bauausführung und der abschnittswisen Verwendung von einfach verankerten Spundwänden eignet sich der Tunnel Rannersdorf sehr gut, um Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren durchzuführen.

8.1.2 Geologische Situation

Der Tunnel Rannersdorf liegt südlich von Wien, geologisch betrachtet im Wiener Becken. Sowohl der östliche als auch der westliche Teil des Tunnels kommen auf der Hochterrasse (Riss-Eiszeit) zu liegen, der mittlere Bereich durchörtert die Niederterrasse (Würm-Eiszeit) des Wiener Beckens. Im gesamten Tunnelbereich steht eine mächtige quartäre sandige Kiesschicht von 10 bis 18 m an, welche auf einem tertiären Schichtpaket aufliegt. Der westliche Tunnelabschnitt ist von einer bis zu 8 m hohen Löss-/Lehmschicht bedeckt, im östlichen Teil ist der quartäre Kies nur von einer dünnen sandig-schluffigen Deckschicht überlagert [25],[37]. Der oberste Grundwasserkörper liegt im quartären Kieskörper. Das vorhandene Grundwasser ist Teil des mächtigen Grundwasserreservoirs des Wiener Beckens.

Das tertiäre Schichtpaket lässt sich wie folgt unterteilen [37]:

- *Obere tertiäre Sande:*
Bereichsweise sind einzelne Verhärtungszonen (Konkretionen) feststellbar, es kann von einem „relativen Stauer“ [25] gesprochen werden.
- *Tone und Schluffe:*
Die Schicht besteht aus Tonen und Schluffen und kann als Grundwasserstauer angesehen werden.

8.1.3 Bauvorhaben/Bauverfahren

Die Errichtung des Tunnels Rannersdorf erfolgte in sogenannter „Offener Bauweise“. Das Bauvorhaben wurde in fünf Bauabschnitte (A bis E) unterteilt. Einen Überblick über die Gesamtsituation bietet der in Abbildung 8.2 dargestellte Längenschnitt entlang der Tunnelachse:

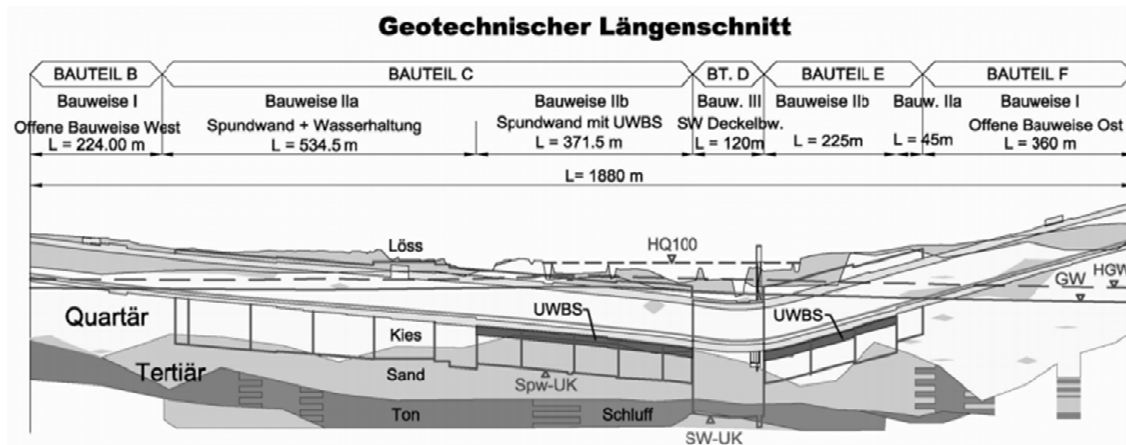


Abbildung 8.2: Geotechnischer Längenschnitt und Übersicht der unterschiedlichen Bauweisen des Tunnels Rannersdorf [25]

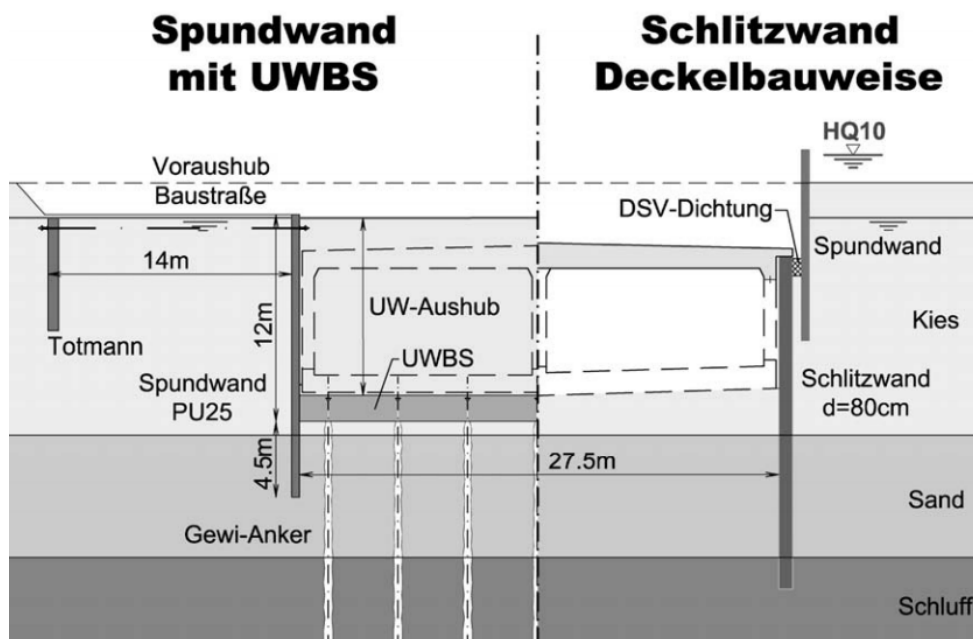


Abbildung 8.3: links: Spundwandtrog mit verankerter Unterwasserbetonsohle (Bauweise IIb)
rechts: Deckelbauweise mit Schlitzwänden (Bauweise III) [25]

Aufgrund des anstehenden Grundwasserspiegels nahe der Geländeoberfläche waren in den Bauabschnitten C bis E Grundwasserhaltungsmaßnahmen notwendig. Abschnittsweise erfolgte die Baugrubenumschließung durch eine mittels einer Totmann-Konstruktion verankerte Spundwand (siehe Abbildung 8.3 links – Bauweise IIb). Aus wirtschaftlichen Überlegungen wurde die

8.1.5 Betrachtete Lastfälle

Im Zuge der Berechnung der Baugrubenverbaukonstruktion des Tunnels Rannersdorf werden drei wesentliche Lastfälle betrachtet. Diese ergeben die maßgebenden Schnittgrößen während der Herstellung des Tunnelabschnittes. Die Höhe des Bemessungswasserspiegels wurde für alle Lastfälle mit 156,87 m ü.A. angenommen.

- **Lastfall 1:**

Lastfall 1 bildet die Einbringung der Spundwand sowie den Voraushub bis zu einer Tiefe von 1,9 m unterhalb der Geländeoberkante ab. Mithilfe einer Flächenlast von 10 kN/m^2 hinter der Spundwand wird die Belastung aus dem Baustellenbetrieb berücksichtigt.

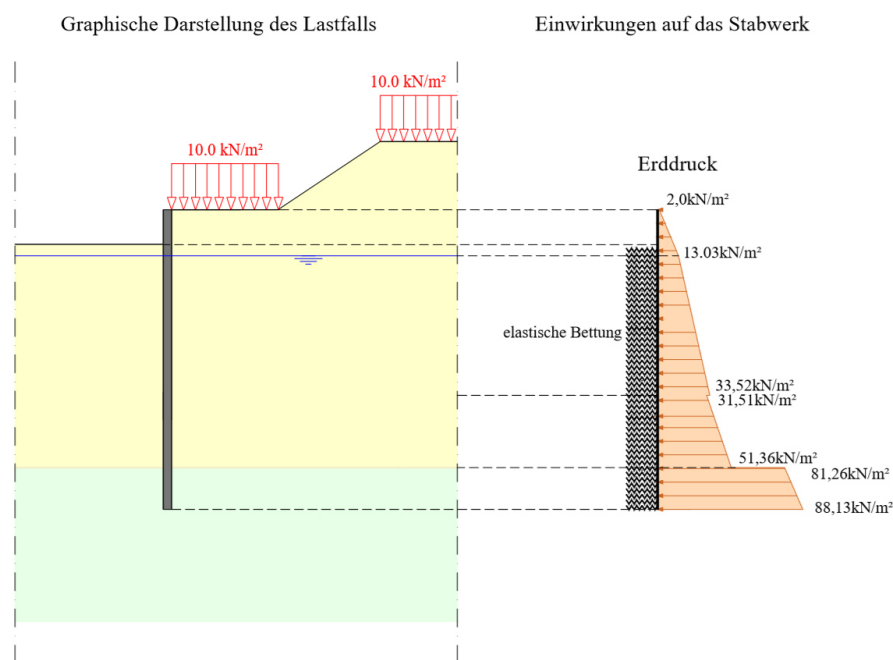


Abbildung 8.5: Lastfall 1 der Baugrube Tunnel Rannersdorf

- **Lastfall 2:**

Nach Verankerung der Verbaukonstruktion durch eine nicht vorgespannte Totmann-Konstruktion erfolgt der Aushub bis zur Baugrubensohle. Durch die Herstellung der Verankerung (Totmann-Konstruktion) wird eine zusätzliche Stützung im Kopfbereich der Spundwand erreicht, was eine Änderung des statischen Systems bewirkt. Die im Lastfall 1 vorliegende Einspannung der Baugrubenumschließung im Boden wird im Lastfall 2 durch eine Auflagerung in der Höhe der Verankerung ergänzt.

Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Bodens ist die Berücksichtigung einer Wasserspiegeldifferenz nicht erforderlich. Es sei darauf hingewiesen, dass im Lastfall 2 die geringste Einbindesicherheit der Baugrubenumschließung durch den niedrigsten möglichen Grundwasserspiegel gegeben ist. Aufgrund des niedrigsten Grundwasserspiegels – der Boden

oberhalb des Grundwasserspiegels steht nicht unter Auftrieb – ergibt sich die größte auf die Spundwand einwirkende Erddruckverteilung.

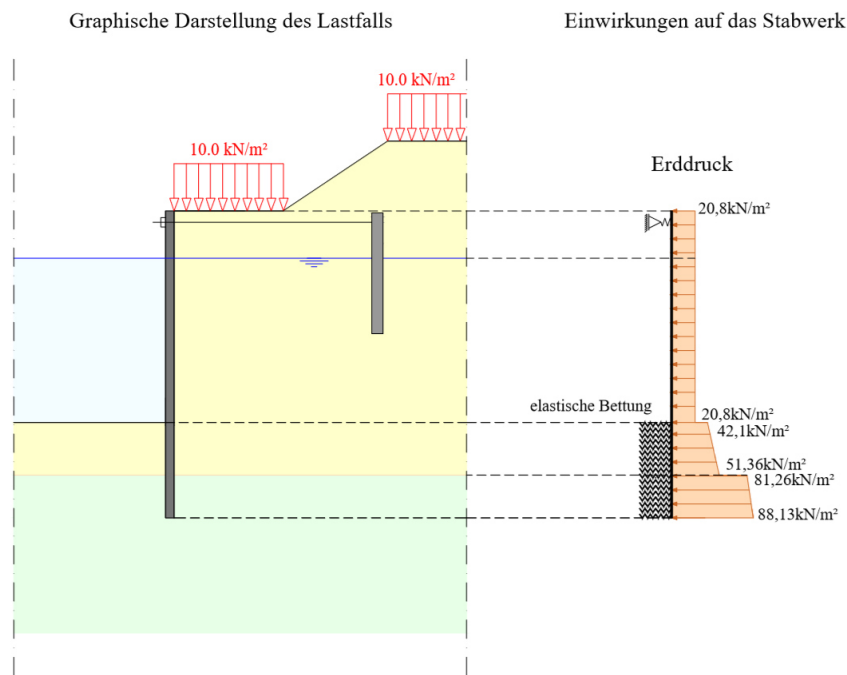


Abbildung 8.6: Lastfall 2 der Baugrube Tunnel Rannersdorf

- Lastfall 3:**

In der nächsten Bauphase erfolgt die Aussteifung der Spundwandkonstruktion durch Herstellung einer Unterwasserbetonsohle vorgenommen. Anschließend kann die Lenzung der Baugrube durchgeführt werden.

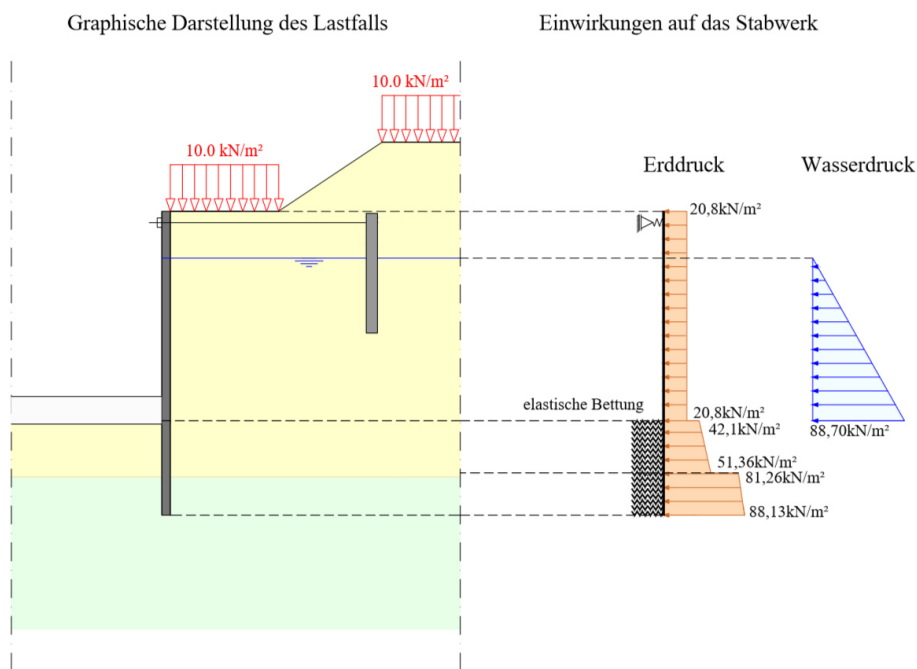


Abbildung 8.7: Lastfall 3 der Baugrube Tunnel Rannersdorf

Für die Evaluierung der Berechnungsverfahren wird Lastfall 2 verwendet. Durch den Einbau der Unterwasserbetonsohle in Lastfall 3 erfolgt eine Last-/Erddruckumlagerung, deren genaue Abschätzung Unsicherheiten/-genauigkeiten mit sich bringt. Weiters induziert die Lenzung der Baugrube eine große Wasserdruckbelastung, die die vorhandene Erddruckbelastung um ein Vielfaches übersteigt. Aus diesem Grund wird Lastfall 3 nur für die Vollständigkeit des Bauablaufes angeführt und bei der Evaluierung der Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt.

8.1.6 Berechnungsvarianten

Anhand der in Kapitel 5 angeführten unterschiedlichen Möglichkeiten zur Bestimmung der Bettungsmoduln nach ÖNORM B4434 [58], RVS 09.01.41 [64] und EAB – EB 102 [28] werden die verschiedenen Verfahren gemäß der in Tabelle 8.1 angeführten Berechnungsvarianten evaluiert.

Die Bestimmung der Bettungsmodulgrößen ist Kapitel 8.1.8.4 zu entnehmen. Der Verlauf des Bettungsmoduls über die Tiefe des Bodenaufagers wird für jene Berechnungsvarianten, denen das konventionelle Erddruckmodell (Ö1 bis Ö5 und R1) zugrunde gelegt wird, als parabolische Funktion angenommen [37]. Davon ausgenommen ist die Bettungsmodulverteilung der Berechnungsvariante Ö5, welche anhand der vorhandenen Inklinometermessung abgeleitet wird. Für die Berechnungsvarianten E1 bis E3 der EAB – EB 102 wird gemäß EB 102 eine konstante Bettungsmodulverteilung angenommen. Weiters werden das Berechnungsverfahren nach Blum sowie ein Finite Elemente Modell anhand einer Inklinometermessung evaluiert.

Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Berechnungsvarianten

Bez.	Rechen- verfahren	k_{sh} [MN/m³]	Bettungsmodulverlauf	Beschreibung
B1	Blum	-	-	Volle Einspannung im Fußbereich
Ö1	ÖNORM	80/60	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„geringste“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö2	ÖNORM	100/70	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„mittlere“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö3	ÖNORM	120/80	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„höchste“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö4	ÖNORM	100/70	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	Variante Ö2 mit modifizierten Reibungswinkeln
Ö5	ÖNORM	-	Der Bettungsmodulverlauf (siehe Abbildung 8.12) wird anhand der Inklinometermessung bestimmt.	Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes aus Inklinometermessung
Ö6	ÖNORM	-	-	Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434
R1	RVS	100/70	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„mittlere“ Werte der Bettungsmoduln mit eing. Primärspannungen
E1	EB 102	20/5	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	Steifemodulverfahren
E2	EB 102	20/15	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	Tabellenverfahren
E3	EB 102	20/5	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	Steifemodulverfahren mit modifizierten Reibungswinkeln
E4	EB 102	-	Der Bettungsmodulverlauf (siehe Abbildung 8.18) wird anhand des FE-Modelles bestimmt.	Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes mit Hilfe des FE-Modelles
E5	EB 102	-	-	Mobilisierungsfunktion
E6	EB 102	-	-	Mobilisierungsfunktion mit modifizierten Reibungswinkeln
P1	FEM	-	-	Berechnung gemäß Bodenkennwerten des Geotechnischen Gutachtens
P2	FEM	-	-	Berechnung mit modifizierten Reibungswinkeln

8.1.7 Berechnungsannahmen

8.1.7.1 Berechnung mittels Stabwerkmodellen

Die Berechnung erfolgt mit dem Grundbauberechnungsprogramm *DC-Grundbau* [21]. Das Berechnungsprogramm führt dabei selbstständig eine Adaption des Bettungsmodulverlaufes durch, um an keiner Stelle des Bodenaufagers den passiven Erddruck zu überschreiten. Weiters wird beim verwendeten Berechnungsprogramm im Falle einer Spundwandrückdrehung eine Bettung der aktiven Verbauseite berücksichtigt. Gemäß Tabelle 8.1 werden unterschiedliche Berechnungsvarianten untersucht. Im Zuge der Berechnung wurden folgende Annahmen getroffen:

- Der Berechnung werden die in Kapitel 8.1.8 angeführten Bodenkennwerte zu Grunde gelegt.
- Die Erddruckbelastung auf der aktiven Verbauseite wird durch den aktiven Erddruck gebildet. Ein erhöhter aktiver Erddruck wird aufgrund der zu erwartenden Verformungen nicht angewendet.
- Die Ermittlung der Erddruckbeiwerte erfolgt gemäß ÖNORM B4434 [58]. Übersteigen die Reibungswinkel einen Wert von 35° , werden die Erddruckbeiwerte gemäß DIN 4085 [24] berechnet.
- Eine Erddruckumlagerung wird für alle Berechnungsverfahren in Form eines Rechteckes angenommen. Somit ist eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse gegeben.
- Berechnete Verformungen eines Lastfalles werden zur Gänze (100%) im folgenden Lastfall berücksichtigt.
- Grundwerte der horizontalen Bettungsmoduln und deren prinzipielle Verläufe über die Tiefe sind Tabelle 8.1 zu entnehmen. Die Bestimmung/Festlegung der Größe und Verläufe der Bettungsmoduln erfolgt in Kapitel 8.1.8.4 in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten und Schichten.
- Die vorliegende Totmann-Verankerung wird als elastische Feder mit einer Federsteifigkeit von $7500 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$ [75] angenommen.

8.1.7.2 Berechnung mittels FEM

Für die Finite Elemente Berechnungen wird das Programm *Plaxis 2D* [62] verwendet. Den vorhandenen Bodenschichten wird das Hardening Soil Stoffmodell zugrunde gelegt. Die erforderlichen Modellparameter sind in Tabelle 8.7 angeführt. Aufgrund der Beschaffenheit der unteren Bodenschicht (tertiärer Sand) wurde die Verwendung des HSS-Modells in Betracht gezogen. Um die Auswirkungen des HSS-Modells zu untersuchen wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt. Bei der Verwendung des HSS-Modells für die Bodenschicht des tertiären Sandes ergaben sich im Vergleich zur Berechnungsvariante mit dem HS-Modell nur sehr geringe Unterschiede für die maximalen horizontalen Verformungen der Baugrubenumschließung (ein bis drei Millimeter). Daher wird auf die Verwendung des HSS-Modells verzichtet. Die Modellierung der Baugrubensicherung (Spundwandprofil PU25) erfolgt mittels eines elastischen Stoffmodells. Zur Abbildung der nicht vorgespannten Totmann-Konstruktion wird eine linear elastische Federung

durch einen „node to node anchor“ verwendet. Die Dehnsteifigkeit EA wird mit 65.000 kN [75] angenommen. Der Schubverbund zwischen Boden und Bauwerk erfolgt durch Interface Elemente, welche entlang der Spundwand angeordnet werden. Die Definition der Interface Eigenschaften wird über den Rauigkeitsparameter R_{int} vorgenommen, der von *Plaxis 2D* [51] für den Verbund Stahl-Boden mit 0,8 empfohlen wird. Die Grundwasserhaltung erfolgt mittels einer Unterwasserbetonsohle (UWBS). Um die aufwendige Modellierung von Zugpfählen zu umgehen, wird nach der Lenzung der Baugrube eine virtuelle vertikale Auflast in Höhe des auftretenden Wasserdruckes verwendet. Diese Auflast verhindert ein Aufbrechen der Sohle und bildet die Wirkung einer mit Zugpfählen verankerten UWBS gleichermaßen ab.

Um die Auswirkungen von modifizierten Reibungswinkeln zu evaluieren, werden im Zuge der FE-Berechnung zwei Fälle betrachtet. Der Variante P1 werden die Reibungswinkel des Geotechnischen Gutachtens, der Variante P2 die aus Sondierungsergebnissen abgeleiteten Reibungswinkeln zugrunde gelegt.

8.1.8 Boden-/Modellparameter

Im Zuge der Planung des Tunnels Rannersdorf wurde der anstehende Untergrund umfangreich untersucht. Die Erkundung des Bodens reicht von Kernbohrungen, die in regelmäßigen Abständen abgeteuft wurden, bis zu Druck- und Rammsondierungen. Anhand der großen Zahl an Aufschließungsmaßnahmen und Laborversuchen (Wiener Routine Scherversuche, Triaxialversuche, Ödometerversuche, etc.) liegt ein breites Informationenspektrum über den anstehenden Untergrund vor. Aufgrund des großen Zeitraumes zwischen der Errichtung des Tunnel Rannersdorf (Verkehrsfreigabe erfolgte im Jahre 2005) und der Erstellung dieser Arbeit sind die Protokolle der Laborversuche leider nicht mehr vollständig auffindbar. Den Vergleichsberechnungen konnten nur die in [37] enthaltenen Versuchsauswertungen und Daten zugrunde gelegt werden.

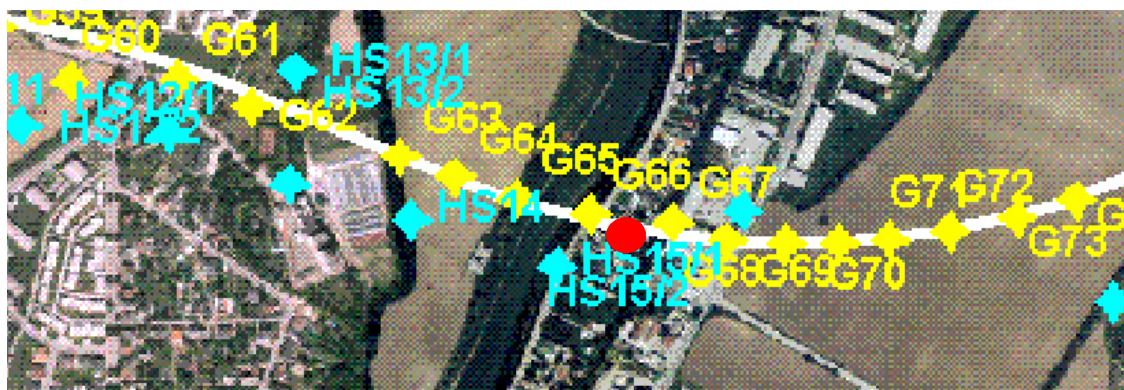


Abbildung 8.8: Übersichtluftbild über die Bodenaufschlüsse beim Tunnel Rannersdorf:
Kernbohrungen (gelb), Berechnungsquerschnitt (rot) [37]

8.1.8.1 Festgelegte Bodenkennwerte gemäß Geotechnischem Gutachten

Im Geotechnischen Gutachten [37] werden die in Tabelle 8.2 angeführten Bodenparameter vorgegeben. Für die Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten sind dem Gutachten folgende Bandbereiten zu entnehmen:

Quartärer Kies: $5 \cdot 10^{-4}$ bis $1,5 \cdot 10^{-3}$ m/s

Tertiärer Sand: $5 \cdot 10^{-4}$ bis $1,0 \cdot 10^{-4}$ m/s

Aufgrund der hohen Durchlässigkeiten der beiden Bodenschichten muss im Lastfall 2 keine Wasserspiegeldifferenz berücksichtigt werden.

Tabelle 8.2: Bodenkennwerte der Schichten gemäß Geotechnischem Gutachten [37]

	<i>Löss und Lösslehm</i>	<i>Quartärer Kies</i>	<i>Tertiärer Sand</i>
Wichte	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte u. Auftrieb	-	$\gamma' = 12,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\varphi = 27,5^\circ$	$\varphi = 37,5^\circ$	$\varphi = 30,0^\circ$
Kohäsion	$c = 5 \text{ kN/m}^2$	$c = 0$	$c = 0$
Steifemodul	$E_s = 5 - 7 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 60 - 80 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 10 - 20 \text{ MN/m}^2$

8.1.8.2 Beispielhafte Berechnung von modifizierten Reibungswinkeln nach Hegert [39]

In der Regel enthalten Geotechnische Gutachten anstelle von Mittelwerten untere charakteristische Werte für Reibungswinkel. Wie bereits erwähnt, empfiehlt Hegert [39] die Abschätzung des Reibungswinkels aus Ramm- und Drucksondierungen, um Ungenauigkeiten durch zu konservative Annahmen des Reibungswinkels auszuschließen. Durch die indirekte Ableitung von Reibungswinkeln aus Ramm- und Drucksondierungen können diese nicht genau bestimmt, es kann höchstens die Größenordnung abgeschätzt werden. In den folgenden Absätzen wird beispielhaft versucht, mit Hilfe von empirischen Zusammenhängen [32],[39] und den Versuchsergebnissen von Ramm- und Drucksondierungen den Reibungswinkel des quartärer Kiesel abzuleiten. Für die Bodenschicht des tertiären Sandes liegen keine geeigneten Versuchsergebnisse vor. Aufgrund der erdgeschichtlichen Vorgeschichte, der Kornform, der Sieblinie etc. ist der Eindringwiderstand von Ramm- und Drucksondierung in unterschiedlichen Böden nicht eindeutig miteinander vergleichbar. In diesem Zusammenhang muss daher darauf hingewiesen werden, dass die Gültigkeit von derartigen empirischen Zusammenhängen nur auf eine sehr geringe Bandbreite an Böden beschränkt und nicht allgemeingültig ist. Die abgeleiteten Reibungswinkel sind daher nur mit großer Vorsicht anzuwenden! Im Zuge dieser Arbeit werden sie lediglich dazu verwendet, um die Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln auf die Verformungsprognose und Schnittgrößenberechnung zu evaluieren.

Rückrechnung des Reibungswinkels aus Rammsondierungen für die Bodenschicht des Quartären Kieses

Im Nahbereich des Berechnungsquerschnitts wurden drei schwere Rammsondierungen (DPH) durchgeführt:

- RS 25 (neben Aufschlussbohrung G62)
- RS 28 (neben Aufschlussbohrung G65)
- RS 29 (neben Aufschlussbohrung G66)

Die ermittelten Versuchsergebnisse sind den Abbildungen B.1 bis B.3 des Anhangs B zu entnehmen. Um eine tiefenabhängige Bestimmung der modifizierten Reibungswinkel zu ermöglichen, wird der Verlauf der Schlagzahlen n_{10} in einzelne Teilbereiche gegliedert. Die zugehörigen mittleren Schlagzahlen n_{10} der einzelnen Abschnitte sind in Tabelle 8.3 angeführt.

Untersuchungen von *Weiß* [80] an nicht bindigen Böden zeigen, dass eine Korrelation zwischen dem Sondierspitzenwiderstand q_c einer Drucksondierung und dem Reibungswinkel $\varphi_{mod.}$ besteht. Der Zusammenhang der beiden Parameter ist in Abbildung A.1 dargestellt und lässt sich durch die Gleichung (8.1) mathematisch beschreiben.

$$\varphi_{mod.} = 26,8 + \ln(q_c) \cdot 4,5 \pm 1,0 \quad (8.1)$$

Gleichung (8.1) stellt für nicht bindige Böden (mit einer Ungleichförmigkeitszahl von ~2-6) eine Approximation des Zusammenhanges zwischen dem Sondierspitzenwiderstand q_c einer Drucksondierung (CPT) und dem Reibungswinkel φ dar. Dem Geotechnischen Gutachten kann keine Ungleichförmigkeitszahl entnommen werden, für quartäre Kiese des Wiener Beckens sind in der Literatur [1] Ungleichförmigkeitszahlen von >6 angeführt. Daher können die mit Hilfe von Gleichung (8.1) ermittelten modifizierten Reibungswinkel höchstens als grobe Abschätzungen angesehen werden. Um Gleichung (8.1) anwenden zu können, muss zunächst eine Umrechnung der Schlagzahl n_{10} auf den Sondierspitzenwiderstand q_c mit folgendem Zusammenhang erfolgen [29]:

$$q_c(CPT) = n_{10}(DPH) \quad (8.2)$$

Wendet man die Gleichungen (8.1) und (8.2) auf die in Tabelle 8.3 enthaltenen Schlagzahlen n_{10} an, ergeben sich die in der Tabelle 8.3 angeführten zugehörigen modifizierten Reibungswinkel $\varphi_{mod.}$. Es ist eine stetige Zunahme der modifizierten Reibungswinkel mit der Tiefe erkennbar. Bereits ab einer Tiefe von fünf Metern unter Geländeoberkante übersteigen die ermittelten Reibungswinkel die angegebenen Werte gemäß dem Geotechnischen Gutachten. Es sei aber daraufhin hingewiesen, dass Reibungswinkeln für Quartäre Kiese (Rundkorn) von $\geq 40^\circ$ sehr hoch bzw. unrealistisch sind

Tabelle 8.3: Schlagzahlen der Rammsondierungen und modifizierte Reibungswinkel nach [80] im Bereich der Baugrube Tunnel Rannersdorf

<i>Bohrung</i>	<i>n₁₀</i>	<i>φ_{mod.} [°]</i>	<i>Tiefe unter GOK</i>	<i>Bodenschicht</i>
G62	4	34	3,2 m bis 5,3 m	Quartärer Kies
	7	37	5,3 m bis 6,7 m	Quartärer Kies
	16	41	6,7 m bis 8,4 m	Quartärer Kies
G65	8	37	3,6 m bis 5,0 m	Quartärer Kies
	11	39	5,0 m bis 6,0 m	Quartärer Kies
G67	4	35	3,6 m bis 7,6 m	Quartärer Kies
	9	38	7,6 m bis 9,0 m	Quartärer Kies
	14	40	9,0 m bis 11,0 m	Quartärer Kies

Rückrechnung des Reibungswinkels aus Drucksondierungen für die Bodenschicht des Quartären Kiesel

Im Zuge der Untergrunderkundungen wurden in zahlreichen Aufschlussbohrungen Standard Penetration Tests (SPT) in unterschiedlichen Tiefenstufen durchgeführt. Um einen Vergleich mit den bereits abgeleiteten Reibungswinkeln zu ermöglichen, werden nur jene Versuche zur Ermittlung des Reibungswinkels herangezogen, die sich in unmittelbarer Nähe der bereits verwendeten Rammsondierungen befinden. Der modifizierte Reibungswinkel wird mithilfe des in Tabelle A.1 angeführten empirischen Zusammenhanges zwischen der Schlagzahl eines SPT-Tests und des Reibungswinkels ermittelt. Dieser Zusammenhang entstammt den Unterlagen [32] des deutschen Bundesamtes für Wasserwirtschaft und wurde speziell für sandige Böden des Norddeutschen Raumes erstellt. Die aus den SPT-Tests abgeleiteten Reibungswinkel stellen somit bestenfalls eine Abschätzung der tatsächlichen Bodenverhältnisse dar und sind nur mit großer Vorsicht für weitere Berechnungen zu verwenden.

Gemäß [32] ist für einen Eindringwiderstand n_{30} von mehr als 38 Schlägen ein Reibungswinkel von größer als 40° vorgesehen. Reibungswinkel von mehr als 40° treten jedoch in der Natur nur sehr selten auf. Aus diesem Grund wird – als vereinfachende Annahme – der abgeschätzte Reibungswinkel für Eindringwiderstände n_{30} von mehr als 38 Schlägen mit 40° angenommen. In Tabelle 8.4 sind die empirisch abgeschätzten Reibungswinkel angeführt.

Tabelle 8.4: Ermittlung von modifizierten Reibungswinkeln anhand von SPT; Baugrube Tunnel Rannersdorf

Bohrung	n_{30}	$\phi_{mod.} [^\circ]$	Tiefe unter GOK	Bodenschicht
G62	63	40°	7,15 m	Quartärer Kies
	50	40°	12,15 m	Quartärer Kies
G65	74	40°	3,65 m	Quartärer Kies
	63	40°	8,15 m	Quartärer Kies
	52	40°	13,25 m	Quartärer Kies
G67	50	40°	4,15 m	Quartärer Kies
	22	37,5°	9,70 m	Quartärer Kies
	51	40°	14,45 m	Quartärer Kies

Schlussfolgerung und Gegenüberstellung der berechneten Reibungswinkel

Abbildung 8.9 liefert einen Überblick über die abgeleiteten Reibungswinkel des quartären Kieses in Abhängigkeit von der Tiefe unter der Geländeoberkante:

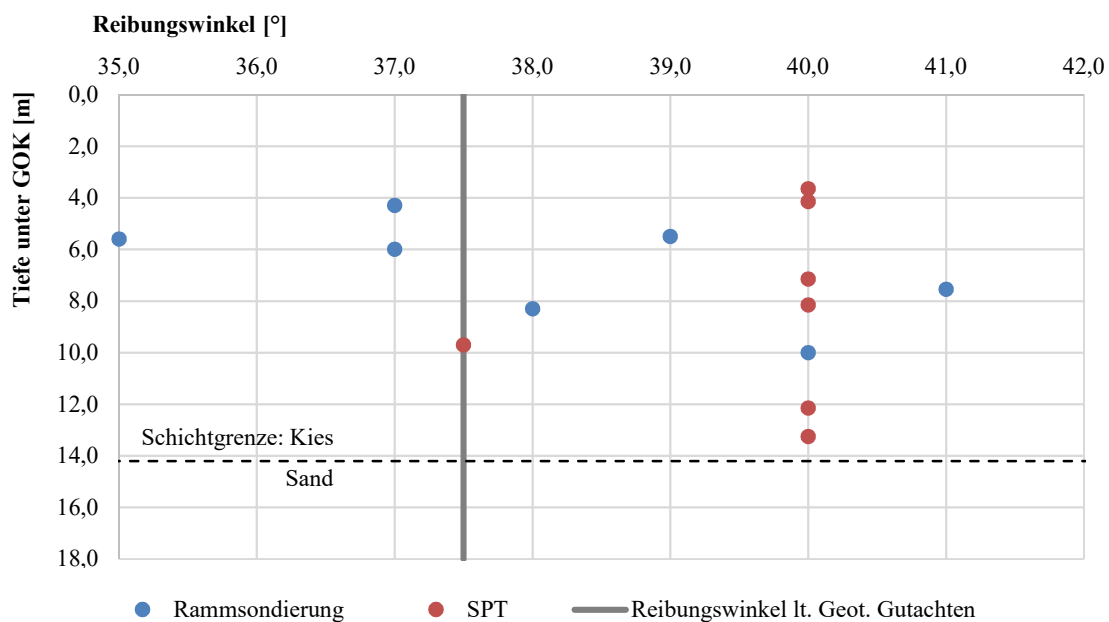


Abbildung 8.9: Ermittelte Reibungswinkel für die Baugrube Tunnel Rannersdorf in Abhängigkeit von der Tiefe unter Geländeoberkante

Die angeführten Werte gelten für die quartäre Kiesschicht und liegen bis auf wenige Ausnahmen deutlich über dem angegebenen Wert des Geotechnischen Gutachtens. Um die Auswirkungen eines modifizierten Reibungswinkels auf die Schnittgrößenverläufe der Baugrubenumschließung zu evaluieren, wird für die Berechnung ein modifizierter Reibungswinkel von 40° angenommen.

8.1.8.3 Bestimmung der Modellparameter für das HS-Modell

Für die Modellierung der im Berechnungsquerschnitt anstehenden Bodenschichten wird nach Kapitel 8.1.7.2 das Hardening Soil Stoffmodell verwendet. Dieses benötigt zur Abbildung von Verfestigungs- und Entlastungsvorgängen im Boden mehrere spannungsabhängige Steifigkeitsmoduln. Von *Wolffersdorf* [86] schlägt verschiedene Näherungsformeln zur Bestimmung der Modellparameter vor (siehe Tabelle 4.1). Der wichtigste Eingangsparameter ist der Steifemodul E_{oed}^{ref} (Referenzdruck $p_{ref} = 10 \text{ N/cm}^2$), der z.B. anhand eines Ödometersversuches, Triaxialversuches o.a. bestimmt werden kann.

Quartärer Kies:

Für den quartären Kies liegen erwartungsgemäß keine Ödometersversuche vor. Von *Wolffersdorff* [86] empfiehlt in diesem Zusammenhang die Berechnung einer Referenzsteifigkeit nach Gleichung (8.3), welche den tiefenabhängigen Steifemodul E_s beschreibt.

Durch iterative Anpassung des Verlaufes des spannungsabhängigen Steifemoduls E_s nach Gleichung (8.3) konnte im Bereich des Erdaufagers (Baugrube = 11,37 m unter Geländeoberkante) mit einem E_{oed}^{ref} von 55 MN/m² eine gute Übereinstimmung mit der im Geotechnischen Gutachten angegebene Bandbreite des Steifemoduls E_s (60 bis 80 kN/m²) erzielt werden (siehe Abbildung 8.10). Zur Beschreibung der tiefenabhängigen Erhöhung der Steifigkeit im Boden wurde der Berechnung ein für nichtbindige Böden typischer Modellparameter m von 0,55 zugrunde gelegt [86]. In der Literatur [47],[52],[67] werden für sandige Kiese Referenzsteifigkeiten E_{oed}^{ref} von größer als 50 MN/m² angeführt. Die anhand des Steifemoduls abgeleitete Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} befindet sich daher am unteren Ende der angegebenen Bandbreite.

$$E_s = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{p_{ref}} \right)^m \quad (8.3)$$

mit: m ... Exponent für die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
 σ_1 ... Überlagerungsdruck

Tabelle 8.5: Eingangswerte zur Bestimmung des Verlaufes des Ödometersmoduls nach Gleichung (8.3); Baugrube Tunnel Rannersdorf

Tiefe unter GOK [m]	z [m]	γ_r [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [MN/m ²]	m [-]	E_{oed} [MN/m ²]
0,0	0,0	22	0,00	55,0	0,55	0,0
2,5	2,5	22	55,0	55,0	0,55	39,6
6,1	6,1	12,5	100,0	55,0	0,55	55,0
11,37	11,37	12,5	165,9	55,0	0,55	72,6
14,2	14,2	12,5	201,3	55,0	0,55	80,8

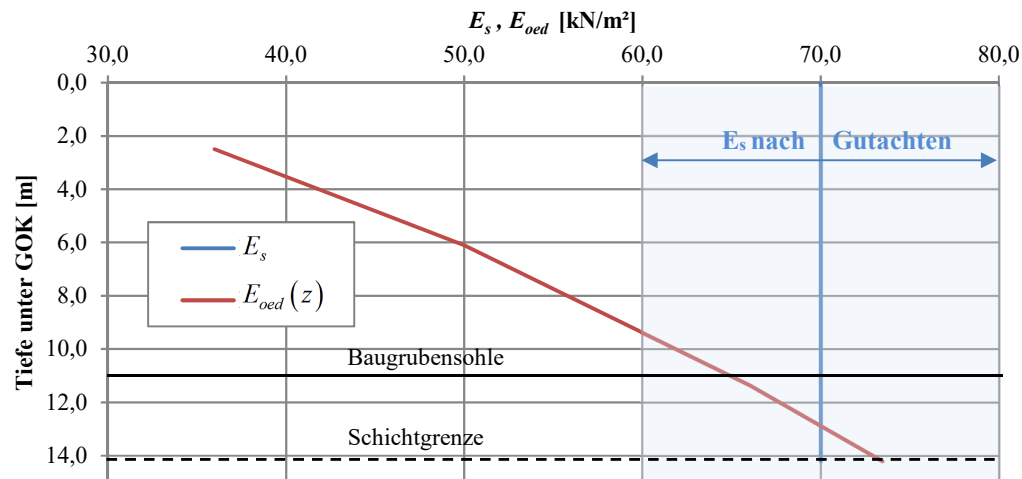


Abbildung 8.10: Verlauf des kalibrierten Ödometermoduls E_{oed}^{ref} über die Tiefe der Baugrube Tunnel Rannersdorf und des Steifemoduls E_s gemäß Geotechnischem Gutachten

Tertiärer Sand:

Die im Zuge von Laboruntersuchungen durchgeführten Ödometerversuche an Bodenproben des tertiären Sandes (siehe Anhang B.4 bis B.6) ermöglichen eine Rückrechnung des spannungsabhängigen Steifemoduls E_{oed}^{ref} . Der Steifemodul E_{oed}^{ref} kann durch Auswertung der Versuche nach Gleichung (8.4) am Erstbelastungsast des Spannungs-Dehnungsdiagrammes bei einem Referenzdruck von 10 N/cm² ermittelt werden. Aus der Auswertung der Ödometerversuche resultieren die in Tabelle 8.6 angeführten Steifemoduln E_{oed}^{ref} .

$$E_{oed}^{ref} = \frac{d\sigma}{de_i} \cdot (1 + e_i) \quad (8.4)$$

mit: e_i ... Porenzahl
 de ... Porenzahldifferenz
 $d\sigma$... Spannungs Differenz

Alle verwendeten Proben entstammen einer Tiefe von rund 18 m unterhalb der Geländeoberkante, wodurch die Ergebnisse gut miteinander verglichen werden können. Mit ausreichender Näherung kann somit als Mittelwert ein E_{oed}^{ref} von 10 MN/m² angenommen werden. Um die Plausibilität der berechneten Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} zu überprüfen, wird ein Vergleich mit den in der Literatur [47],[52],[67] angegebenen Werten vorgenommen. Für Sande werden Steifigkeiten von rund 15 MN/m² angeführt. Die berechnete Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} ist daher vergleichsweise gering.

Tabelle 8.6: Auswertung der Ödometerversuche der Baugrube Tunnel Rannersdorf bei einem Referenzdruck von 10 N/cm²

Bohrung-Nr.	e_i []	Δe []	$\Delta \sigma$ [N/cm²]	E_{oed}^{ref} [MN/m²]	Anmerkung
G65	0,437	0,051	32,5	9,2	Tiefe 17,1-17,3 m unter GOK
G66	0,490	0,051	40,0	11,6	Tiefe 17,8-18,0 m unter GOK
G69	0,710	0,058	32,0	9,4	Tiefe 20,1-0,5 m unter GOK

Zusammenfassung der Modellparameter für das Hardening Soil Modell

In Tabelle 8.7 sind die wesentlichen Parameter des HS-Modells zusammengefasst.

Tabelle 8.7: Zusammenfassung der Modellparameter für das HS-Modell der *Baugrube Tunnel Rannersdorf*

	<i>Quartärer Kies</i>	<i>Tertiärer Sand</i>	
E_{50}^{ref}	55,0	10,0	MN/m ²
E_{oed}^{ref}	55,0	10,0	MN/m ²
E_{ur}^{ref}	165,0	50,0	MN/m ²
c	0,0	0,0	MN/m ²
m	0,55	0,85	[]
ψ	10,0	2,0	°
φ	37,5	30,0	°
φ_{mod}	40,0	32,0	°
γ	22,0	19,0	kN/m ³
γ'	12,5	10,0	kN/m ³

8.1.8.4 Bestimmung des Bettungsmoduls und der Bettungsmodulverläufe

ÖNORM B4434:

a) Angabe des Bettungsmoduls gemäß Geotechnischem Gutachten – Berechnungsvariante Ö1 bis Ö4

Das Geotechnische Gutachten [37] gibt für die quartäre Kiesschicht einen Bettungsmodul von $\geq 100 \text{ MN/m}^3$ und für den Bereich des tertiären Sandes einen Wert in der Größe von 40 bis 80 MN/m^3 an. Der Einfluss der Bettungsmodulgröße auf die Schnittgrößenverläufe wird durch drei Berechnungsvarianten mit abgestuften Bettungsmodulwerten untersucht. Es werden Varianten mit „niedrigen“ (Kies: $k_{sh,Kies} = 80 \text{ MN/m}^3$; Sand: $k_{sh,Sand} = 60 \text{ MN/m}^3$), mit „mittleren“ (Kies: $k_{sh,Kies} = 100 \text{ MN/m}^3$; Sand: $k_{sh,Sand} = 70 \text{ MN/m}^3$) und „hohen“ Werten für den Bettungsmodul betrachtet (Kies: $k_{sh,Kies} = 120 \text{ MN/m}^3$; Sand: $k_{sh,Sand} = 80 \text{ MN/m}^3$).

- Ö1: $k_{sh,Kies} = 80 \text{ MN/m}^3$ „niedrige“ Werte der Bettungsmoduln
 $k_{sh,Sand} = 60 \text{ MN/m}^3$
- Ö2: $k_{sh,Kies} = 100 \text{ MN/m}^3$ „mittlere“ Werte der Bettungsmoduln
 $k_{sh,Sand} = 70 \text{ MN/m}^3$
- Ö3: $k_{sh,Kies} = 120 \text{ MN/m}^3$ „hohe“ Werte der Bettungsmoduln
 $k_{sh,Sand} = 80 \text{ MN/m}^3$

Darüber hinaus wird mit der Berechnungsvariante Ö4 die Auswirkung von modifizierten Reibungswinkeln auf die Biegelinie der Verbauwand evaluiert.

- Ö4: $k_{sh,Kies} = 100 \text{ MN/m}^3$ „mittlere“ Werte der Bettungsmoduln mit modifizierten
 $k_{sh,Sand} = 70 \text{ MN/m}^3$ Reibungswinkeln

RVS 09.01.41:

Für die Berechnung einer Baugrubenverbaukonstruktion ermöglicht die RVS 09.01.41 [64] (siehe Kapitel 6.4.4) die Anwendung von zwei unterschiedlichen Erddruckmodellen. Eine Berechnung nach dem konventionellen Erddruckmodell würde den Berechnungen der ÖNORM B4434 gleichkommen und zu keinem Mehrgewinn an Informationen führen. Wird die Berechnung einer Baugrubenwand unter Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes durchgeführt, entspricht diese Berechnungen den Berechnungsvarianten der EB 102. Aus diesem Grund wird die in der RVS mehrfach angeführte Behauptung untersucht, nach der eine Verwendung von konventionellen Bettungsmodulgrößen unter Berücksichtigung des eingepprägten Primärspannungszustandes eine zu steife Verbaukonstruktion modelliert. In diesem Sinne wird folgende Berechnungsvariante untersucht:

- R1: $k_{sh,Kies} = 100 \text{ MN/m}^3$ in Kombination mit einem eingepprägten
 $k_{sh,Sand} = 70 \text{ MN/m}^3$ Primärspannungszustand

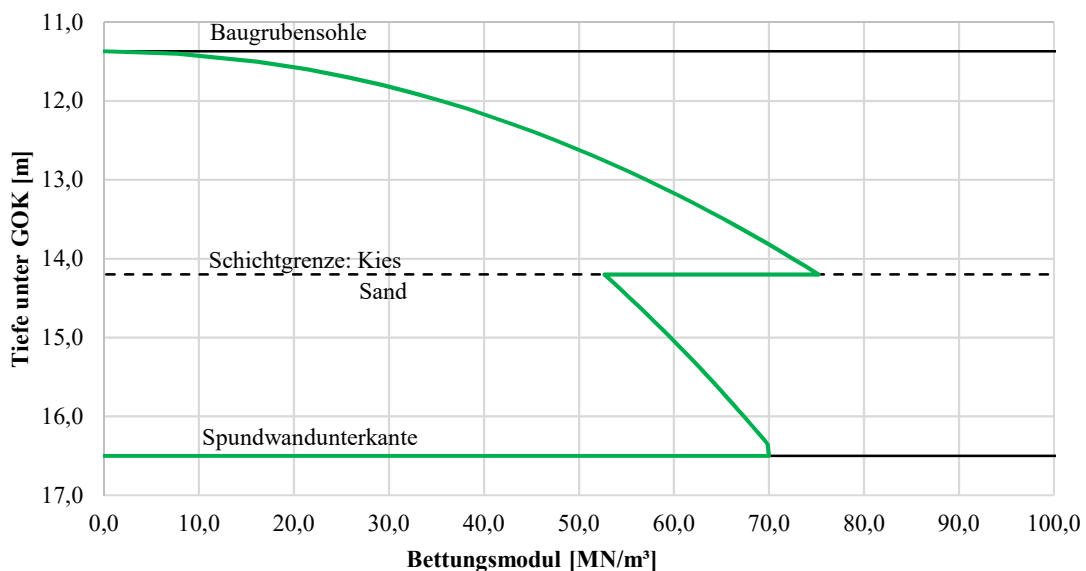


Abbildung 8.13: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante R1; Baugrube Tunnel Rannersdorf

EB 102:**a) Ermittlung mittels Steifemodul – Berechnungsvariante E1 und E2**

Für die Bestimmung des Bettungsmoduls nach Gleichung (3.33) werden lediglich der Steifemodul E_s und die Tiefe der Einbindung t_B ab dem Belastungsnullpunkt benötigt. Anhand der Tabelle 8.2 ergeben sich die Steifemoduln zu:

$$E_{s,Kies} = 60 - 80 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{s,Sand} = 10 - 20 \text{ MN/m}^2$$

Zur Berechnung der Einbindelänge t_B sind folgende Eingangsparameter erforderlich:

$$p_v = 165,88 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Berechnung siehe Anhang B})$$

$$\gamma_{Kies} = 12,5 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{ph} = 10,49 \quad (\text{aus DC-Grundbau})$$

$$K_{0h} = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 37,5 = 0,391$$

Mit den angeführten Eingangsparametern erfolgt die Berechnung von z_e nach Gleichung (3.70) zu:

$$z_e = \frac{K_0}{K_{ph} - K_0} \cdot \frac{p_{v,k}}{\gamma_k} = \frac{0,391}{10,49 - 0,391} \cdot \frac{165,88}{12,5} = 0,51 \text{ m} \quad (8.5)$$

Daraus folgt die Einbindetiefe t_B zu:

$$t_B = l_{Spunwand} - l_{Aushub} - z_e = 16,5 - 11,37 - 0,51 = 4,62 \text{ m} \quad (8.6)$$

Durch Verwendung der Gleichung (3.33) ergibt sich für die Kiesschicht ein Bettungsmodul von rund $k_{sh,Kies} = 20 \text{ MN/m}^3$ und für die darunterliegende Bodenschicht des tertiären Sandes ein Wert von zirka $k_{sh,Sand} = 5 \text{ MN/m}^3$.

- E1: $k_{sh,Kies} = 20 \text{ MN/m}^3$ Verwendung von Reibungswinkeln gem. Geot. Gutachten
 $k_{sh,Sand} = 5 \text{ MN/m}^3$

Der Berechnungsvariante E3 werden die gleichen Bettungsmodulgrößen zugrunde gelegt, jedoch wird die Berechnung mit den modifizierten Reibungswinkeln nach Kapitel 8.1.8.2 durchgeführt.

- E3: $k_{sh,Kies} = 20 \text{ MN/m}^3$ Verwendung von erhöhten/modifizierten Reibungswinkeln
 $k_{sh,Sand} = 5 \text{ MN/m}^3$

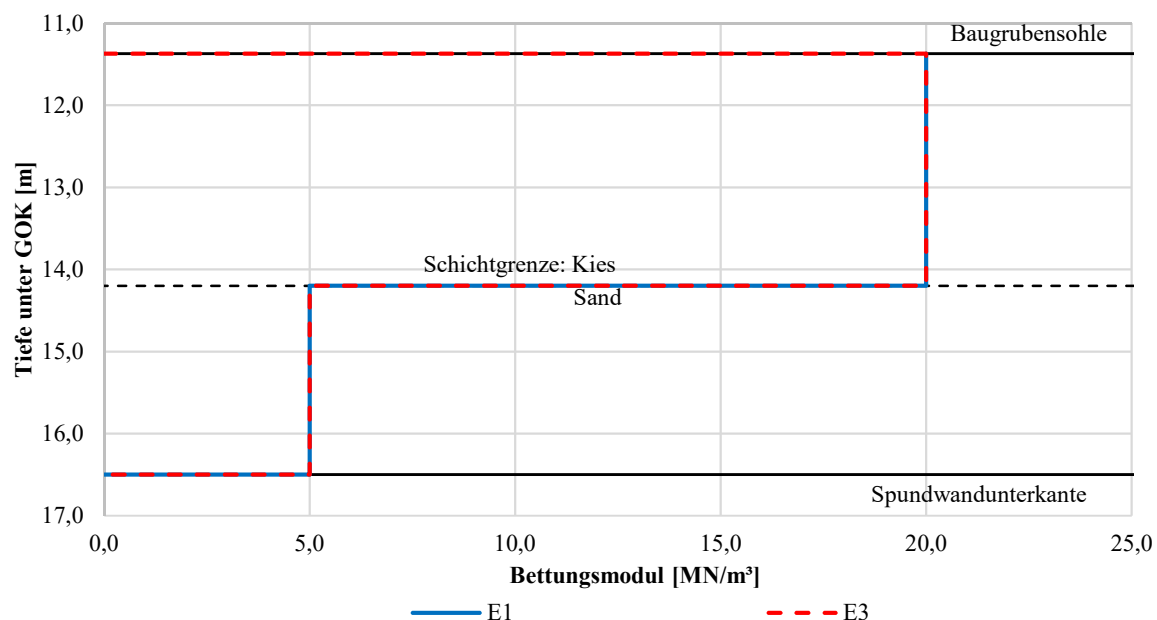


Abbildung 8.14: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten E1 und E3; Baugrube Tunnel Rannersdorf

b) Tabellenverfahren – Berechnungsvariante E2

Nach Tabelle 6.6 resultieren folgende Werte für den Bettungsmodul:

Quartärer Kies:	sehr dicht gelagerte Kiesschicht	$k_{sh, \text{Kies}} = 20 \text{ MN/m}^3$
Tertiärer Sand:	dicht gelagerte Sandschicht	$k_{sh, \text{Sand}} = 15 \text{ MN/m}^3$

Die in Tabelle 6.6 enthaltenen Werte beziehen sich auf einen Ausnutzungsgrad von 100%. Durch die Bestimmung der Biegelinie mithilfe von Mobilisierungsfunktionen wurde ein Ausnutzungsgrad von lediglich 40,7% festgestellt (siehe Kapitel 8.1.9). Aufgrund des nichtlinearen Zusammenhanges des Bettungsmoduls mit dem Ausnutzungsgrad werden die Bettungsmoduln unterschätzt. Die EAB [28] geht auf diese Problematik nicht näher ein und führt nur Werte für eine vollständige Ausnutzung des maximalen Erdwiderstandes an.

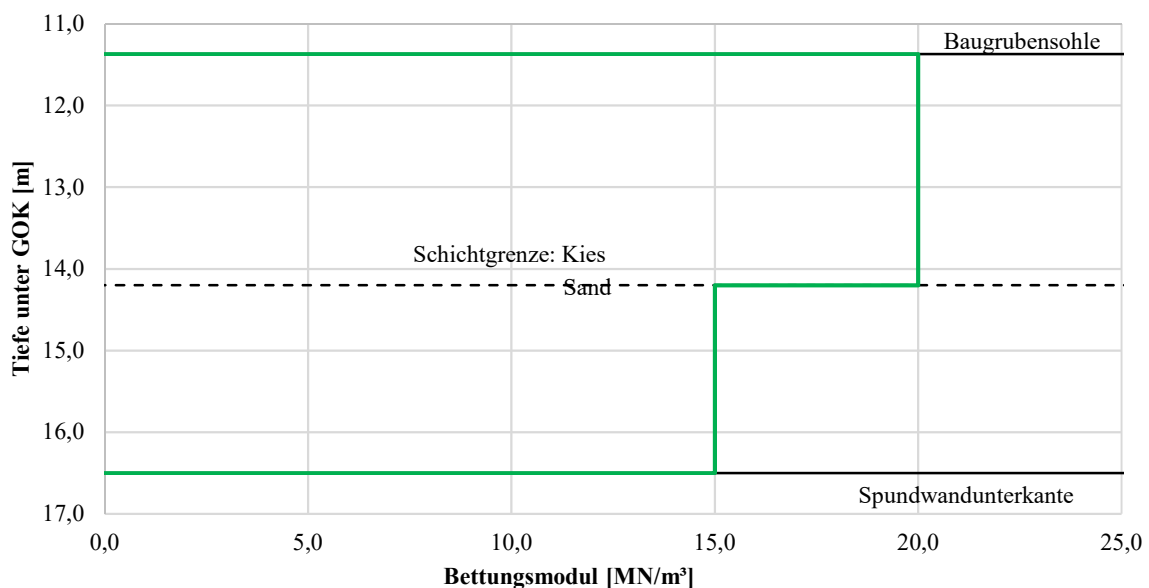


Abbildung 8.15: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten E2; Baugrube Tunnel Rannersdorf

c) Rückrechnung aus FEM-Berechnungen – Berechnungsvariante E4

Die Berechnung des FE-Modells erfolgt mit dem Programm *Plaxis 2D* [62]. Für die Modellierung der in Abbildung 8.4 dargestellten Baugrubensituation wurden die in Kapitel 8.1.7.2 angeführten Annahmen verwendet. Um den Bettungsmodul anhand einer FE-Berechnung abzuleiten, ist nach Gleichung (3.36) die Ermittlung von zwei Schnittgrößenverläufen im Bodenaufleger erforderlich. Dazu zählt der Verlauf der mobilisierten bettungswirksamen Erdwiderstandsspannungen (siehe Abbildung 8.16) und jener der horizontalen Verschiebungen der Verbaukonstruktion (siehe Abbildung 8.17). Werden die beiden Verläufe nach Gleichung (3.25) miteinander verknüpft, kann der Bettungsmodulverlauf berechnet werden (siehe Abbildung 8.18). Um den eingepprägten Primärspannungszustand zu berücksichtigen, dürfen nur bettungswirksame Spannungsanteile zur Ermittlung des Bettungsmoduls herangezogen werden.

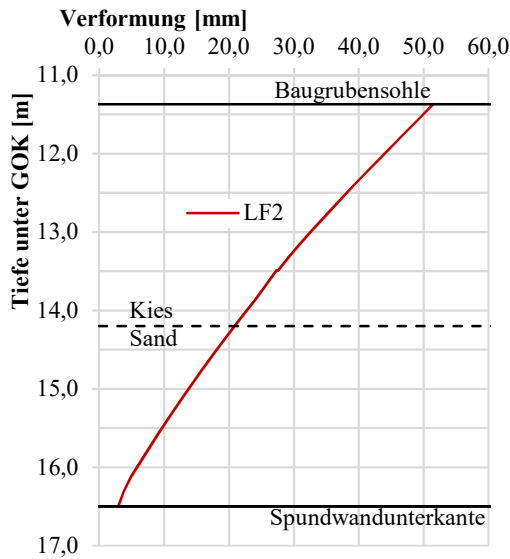


Abbildung 8.16: Verformungsverlauf im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf

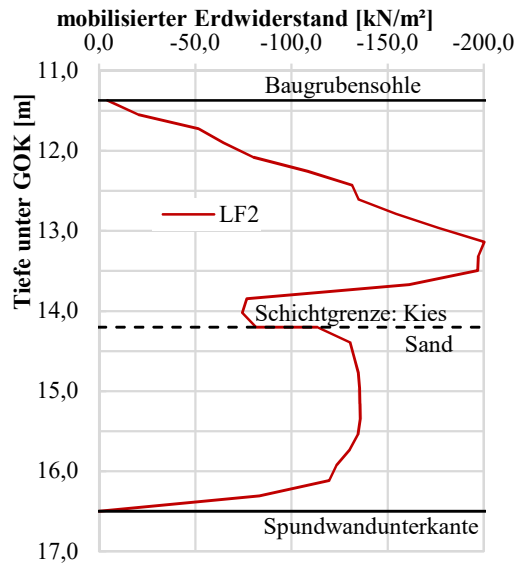


Abbildung 8.17: Mob. Erdwiderstand im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf

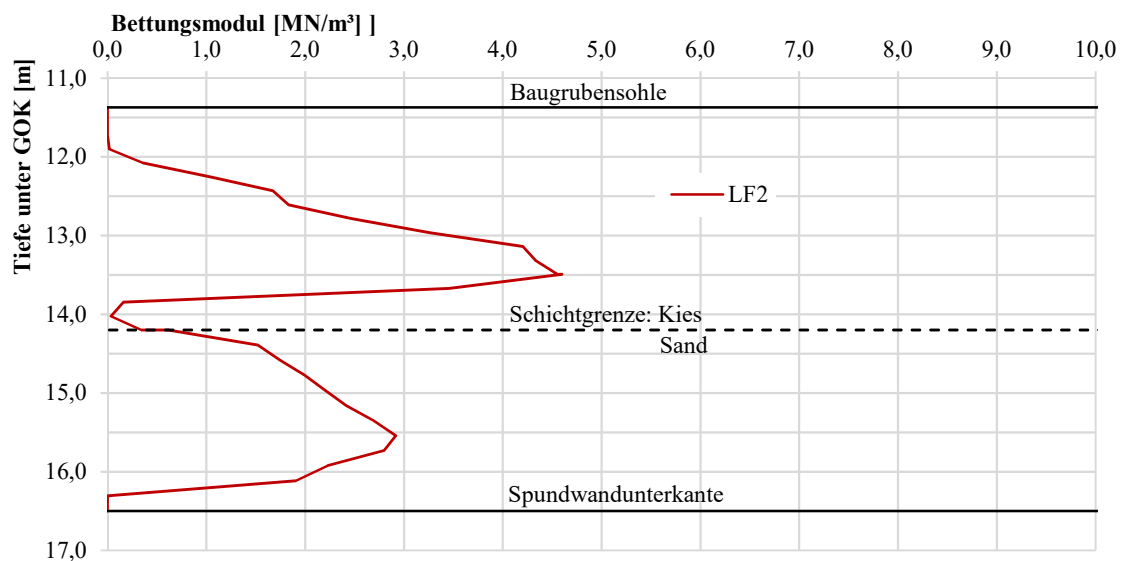


Abbildung 8.18: Ermittelter Bettungsmodulverlauf im Fußbereich aus FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf

8.1.9 Gegenüberstellung der ermittelten Bettungsmodulverläufe

Um einen Überblick über die ermittelten Bettungsmodulverläufe zu erhalten, sind diese in den Abbildung 8.19 und 8.20 gegenübergestellt. Aufgrund des verwendeten Erddruckmodelles (mit/ohne eingepprägten Primärspannungen) sind bei den unterschiedlichen Berechnungsvarianten große Unterschiede in den Bettungsmodulverläufen vorhanden. Aus diesem Grund werden die Bettungsmodulverläufe in zwei getrennten Abbildungen dargestellt. In Abbildung 8.19 sind alle Berechnungsvarianten mit eingepprägtem Primärspannungszustand angeführt. Abbildung 8.20

beinhaltet alle Berechnungsvarianten die ohne Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes durchgeführt werden. Beim Vergleich der Bettungsmodulverläufe ist erkennbar, dass der aus der Inklinometermessung abgeleitete Bettungsmodulverlauf im Bereich der Spundwandunterkante die anderen Bettungsmodulverläufe bei Weitem übersteigt.

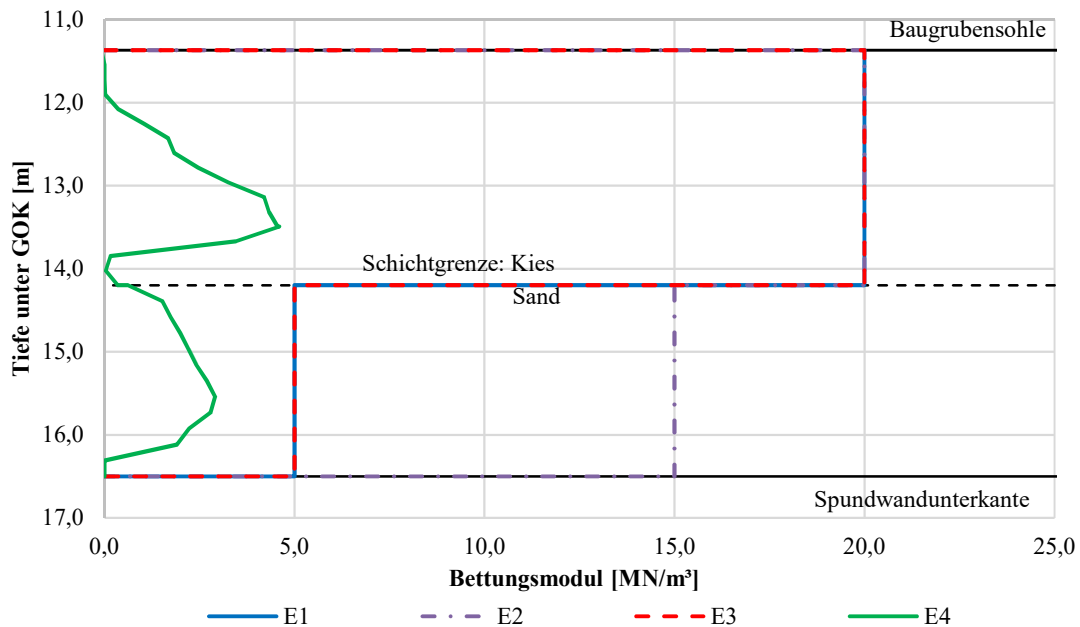


Abbildung 8.19: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die eine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen; Baugrube Tunnel Rannersdorf

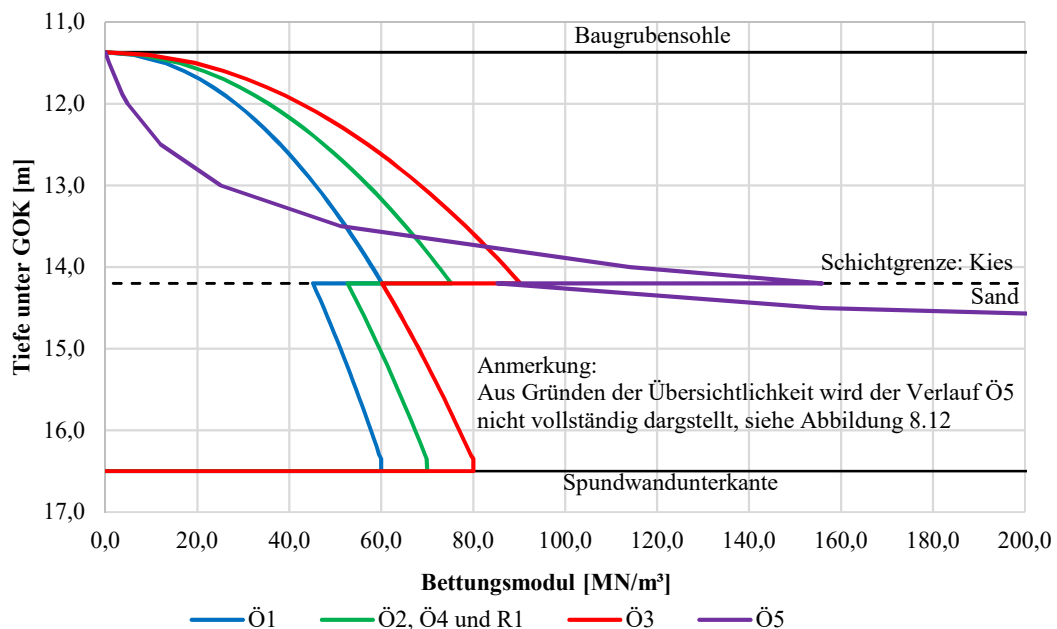


Abbildung 8.20: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die keine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen; Baugrube Tunnel Rannersdorf

8.1.10 Berechnung von Verformungen mithilfe von Mobilisierungsfunktionen

Die in der Realität über die Einbindelänge verteilten mobilisierten Erdwiderstandsspannungen können als Vereinfachung zu einem festen Auflager zusammengefasst werden. Diese Modellierung ist für die Bestimmung von Auflagerkräften ausreichend genau. Wenn jedoch die Bestimmung von Biegemomenten und Verformungen erforderlich ist, liefert diese Vereinfachung fehlerhafte Schnittgrößenverläufe. Durch die Modellierung des Bodenaufagers als festes Auflager entsteht entgegen der Realität eine Rückdrehung des Spundwandfußes gegen das Erdreich. Die Modellierung kann durch die Verwendung einer Mobilisierungsfunktion verbessert werden [82]. Auf diese Weise wird mithilfe einer Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand die Verschiebung des punktuellen Bodenaufagers in der Berechnung berücksichtigt. Im Folgenden wird die in der ÖNORM B4434 [58] enthaltene Mobilisierungsfunktion sowie der Mobilisierungsansatz von *Besler* [15] anhand der durchgeführten Inklinometermessung evaluiert.

8.1.10.1 ÖNORM B4434 – Berechnungsvariante Ö6

Die Beschreibung von mobilisierten Erddruckspannungen erfolgt gemäß ÖNORM B4434 [58] mittels Gleichung (6.7). Eines der wesentlichen Kriterien bei der Verwendung einer Mobilisierungsfunktion ist die Annahme einer geeigneten Verteilung des Erdwiderstandes über die Tiefe des Bodenaufagers. Aufgrund der vertikalen Endtangente der Inklinometermessung ist auf eine Volleinspannung der Verbaukonstruktion in den Boden zu schließen (siehe Abbildung B.10). *Hettler* [82] führt für die Modellierung einer Volleinspannung eine mobilisierte Erddruckfigur in Form einer Parabel an. Aufgrund von zwei Bodenschichten im Erdauflagerbereich muss der Vorschlag von *Hettler* an die örtlichen Verhältnisse angepasst werden (siehe Abbildung 8.21).

Aufgrund des Spannungsverlaufes des maximal mobilisierbaren Erdwiderstandes folgt eine maximal mögliche Erddruckkraft von 1143,6 kN/m (Berechnung siehe Anhang B). Durch die Annahme eines unverschieblichen Auflagers im Schwerpunkt der Spannungsfläche des mobilisierten Erddruckes und die Vereinfachung der Spundwandkonstruktion zu einem Stabwerk folgt das in Abbildung 8.21 dargestellte statisch bestimmte System. Die Belastung des Stabwerkes mit dem umgelagerten Erddruck (Berechnung von Erddruckspannungen siehe Anhang B) verursacht eine Auflagerkraft (= mobilisierte Erdwiderstandskraft) von 414,1 kN/m. Bezogen auf die maximal mobilisierbare Kraft kann nach Gleichung (3.35) auf einen Mobilisierungsgrad von 36,2% geschlossen werden.

Für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach Gleichung (6.5) ist neben den Erddruckspannungen e_{0h} und e_{ph} in Höhe der Resultierenden der Erdwiderstandsspannungen (Berechnung siehe Anhang B) ebenso die Verschiebungsgröße im Bruchzustand u_B erforderlich. Diese ist gemäß ÖNORM B4434 [58] mit zehn Prozent der Wandhöhe anzunehmen. So ergibt sich die Mobilisierungsfunktion zu:

$$e'_{ph} = 18,45 + (211,72 - 18,45) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{1,65} \right)^2 \right]^{0,7} \quad (8.7)$$

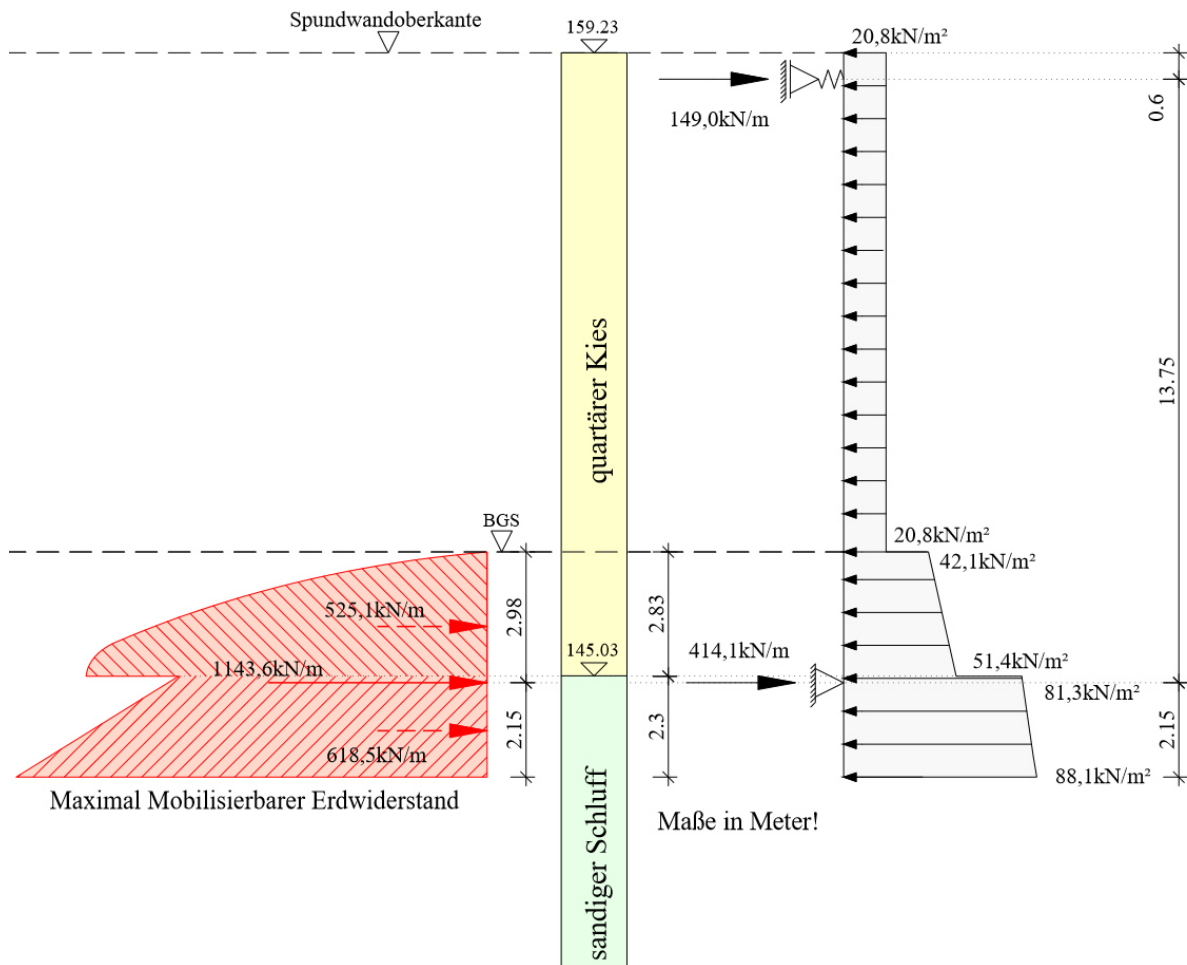


Abbildung 8.21: Stabwerkmodell der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit umgelagerter Erddruckbelastung

Die Auflösung der Mobilisierungsfunktion für einen Mobilisierungsgrad von 36,2% ergibt eine bezogene Verschiebung u/u_B von 0,094. Daraus resultiert eine horizontale Wandverschiebung in Höhe des Bodenaufagers von:

$$u_{\text{Bodenaufleger}} = \frac{u}{u_B} \cdot x_{\text{Bodenaufleger}} \cdot \frac{u_B}{h_{\text{wand}}} = 0,094 \cdot 2,15 \cdot 10\% = 0,0286 \text{ m} = 2,02 \text{ cm} \quad (8.8)$$

Zunächst wird die Wandverschiebung des in Abbildung 8.21 angeführten einfachen Trägermodells auf zwei Auflagern berechnet (siehe Abbildung 8.22a). Nach Gleichung (8.8) folgt mithilfe der Mobilisierungsfunktion eine Verschiebung des Fußauflagers um 2,02 cm (siehe Abbildung 8.22b). Aufgrund der statischen Bestimmtheit des in Abbildung 8.21 enthaltenen Stabwerksmodells kann durch Substitution der beiden Biegelinien (Abbildung 8.22a „+“ Abbildung 8.22b) die in Abbildung 8.22c dargestellte resultierende Biegelinie mit einer maximalen Feldverformung von rund 92 mm ermittelt werden.

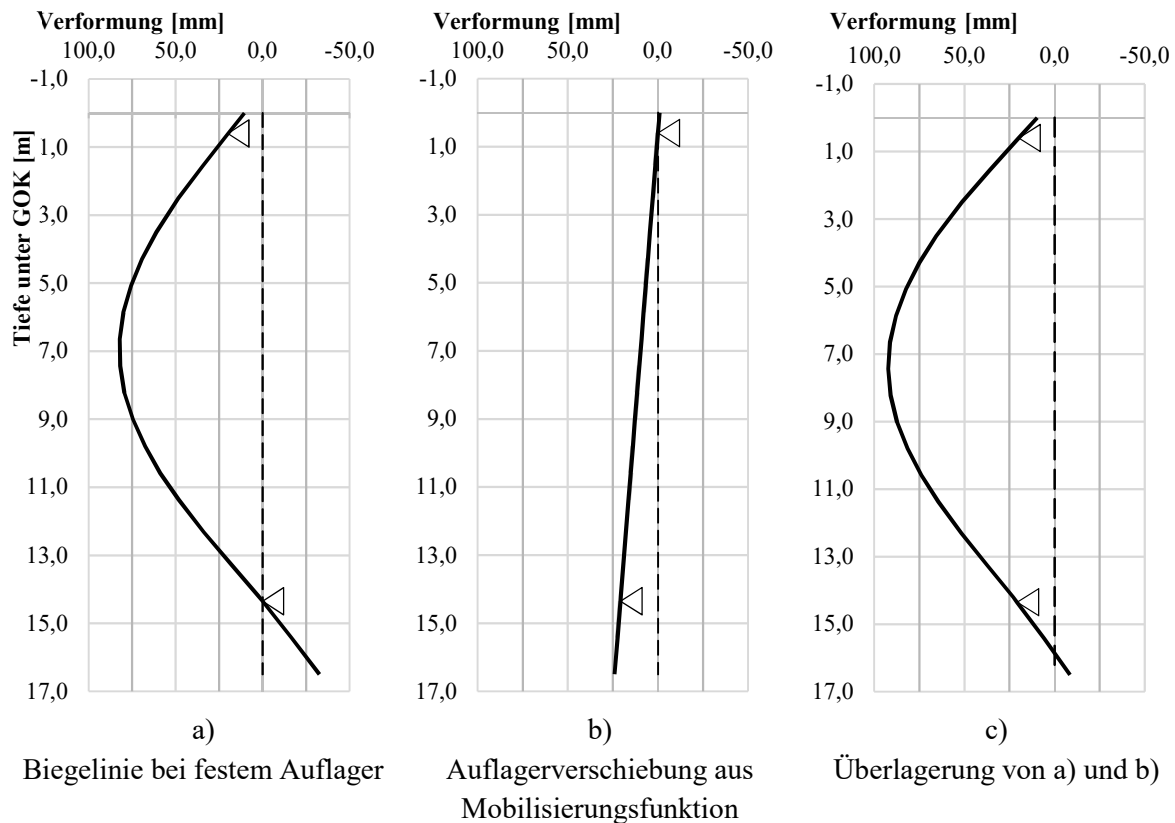


Abbildung 8.22: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 [58]

8.1.10.2 EAB – EB 102 – Berechnungsvariante E5/E6

Da die EAB [28] keine Mobilisierungsfunktion anführt, wird für die folgende Berechnung die Mobilisierungsfunktion von *Besler* [15] gewählt. Diese ermöglicht mit einer einfachen Erweiterung (siehe Kapitel 3.4.2.2) die Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes. Nach dem Vorschlag von *Hegert* [39] werden die Auswirkungen von modifizierten Reibungswinkeln auf die Biegelinie evaluiert. Bei Anwendung der Mobilisierungsfunktion wird, wie bereits in Kapitel 8.1.10.1, eine parabelförmige Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen verwendet.

Berechnung mit Reibungswinkeln gem. Geotechnischem Gutachten – Berechnungsvariante E5

Für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* können aufgrund äquivalenter Randbedingungen der Baugrubenumschließung (Reibungswinkel, Erddruckbelastung etc.) das in Abbildung 8.21 angeführte statische System sowie der Verlauf der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandsspannungen übernommen werden (Erdauflagerkraft von 414,1 kN/m und ein Mobilisierungsgrad μ von 36,2%). Ein eingepprägter Primärspannungszustand gemäß EB 102 wird direkt im erweiterten Mobilisierungsansatz von *Besler* berücksichtigt. Eine ausführliche Berechnung der für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* relevanten Faktoren ist Anhang B zu entnehmen. Die Mobilisierungsfunktion nach Gleichung (3.41) lässt sich mit den berechneten Funktionskonstanten A , B und C und der Verschiebung im Bruchzustand s_B wie folgt anschreiben:

$$K'_{ph} = 17,86 + \frac{-12,76}{0,92 + \frac{s}{1,19}} \quad (8.9)$$

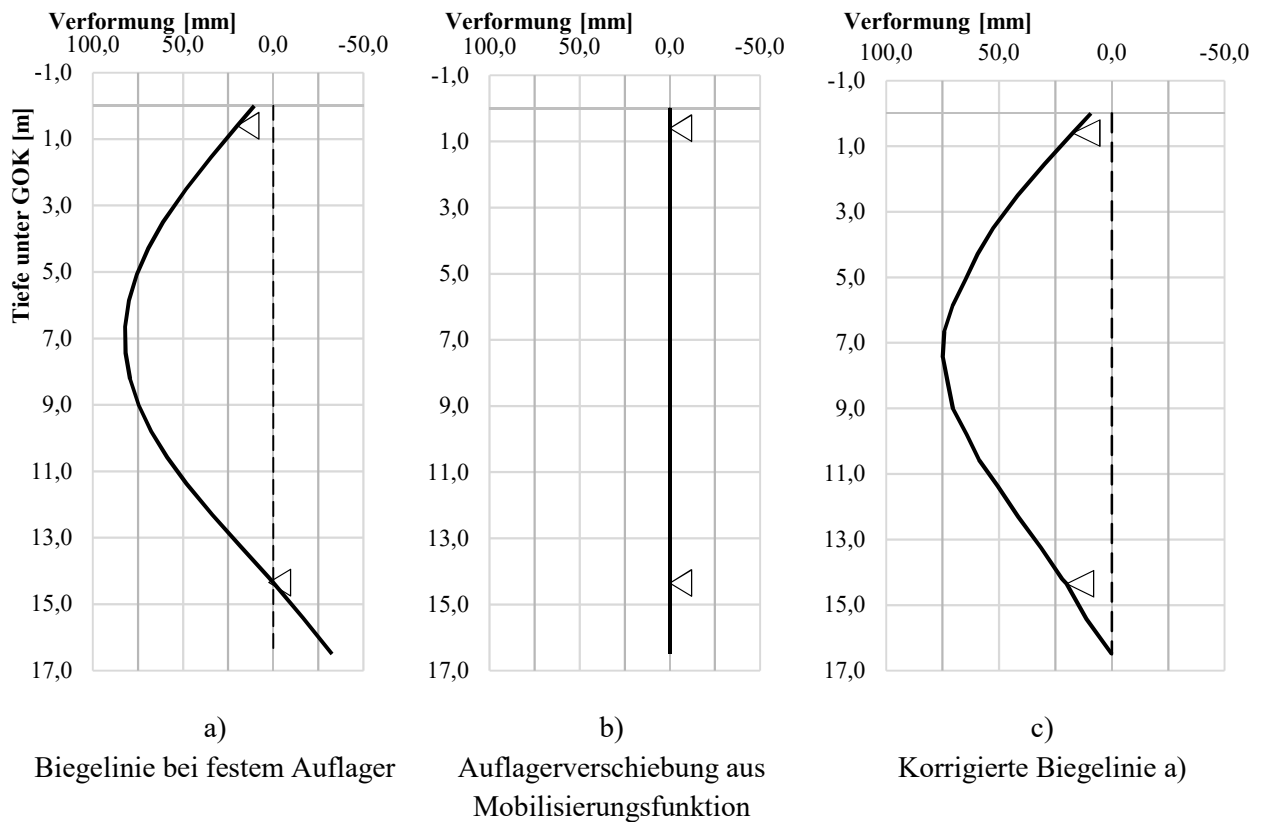


Abbildung 8.23: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* zufolge der Reibungswinkel des Geotechnischen Gutachtens

Die berechnete Biegelinie des in Abbildung 8.21 angeführten einfachen Trägermodells auf zwei Auflagern ist der Abbildung 8.26a zu entnehmen. Gemäß dem Erddruckmodell der EB 102 beträgt die vorhandene Vorbelastung $E_V = 431,2 \text{ kN/m}$ (Berechnung siehe Anhang B) und ist somit größer als die mobilisierte Erdauflagerkraft E_{mob} . Eine Mobilisierung von Verformungen nach Gleichung (8.9) tritt daher nicht auf. Der resultierende Verformungsverlauf würde somit Abbildung 8.23a entsprechen. Da eine deutliche Rückdrehung im Bereich des Spundwandfußes in der Realität nicht auftritt, darf gemäß EAB [28] die Biegelinie im Bereich des Spundwandfußes so angepasst werden, dass sie am Spundwandfuß mit dem Wert Null endet (siehe Kapitel 6.4.3.1.1). Eine Korrektur der in Abbildung 8.23a angeführten Biegelinie führt zu der in Abbildung 8.23c dargestellten resultierenden Biegelinie, welche eine maximale Feldverformung von rund 82 mm aufweist.

Berechnung mit modifizierten Reibungswinkeln – Berechnungsvariante E6

Die Formulierung des Mobilisierungsansatzes anhand der modifizierten Reibungswinkel erfordert eine Neuberechnung der maximal aufnehmbaren Bodenreaktion sowie eine Aktualisierung des Ausnutzungsgrades. Eine Änderung des Reibungswinkels hat direkten Einfluss auf die Größe der

Erddruckbeiwerte der jeweiligen Bodenschicht. Folglich bewirkt z.B. eine Erhöhung des Reibungswinkels eine Vergrößerung des passiven Erddruckbeiwertes K_{ph} .

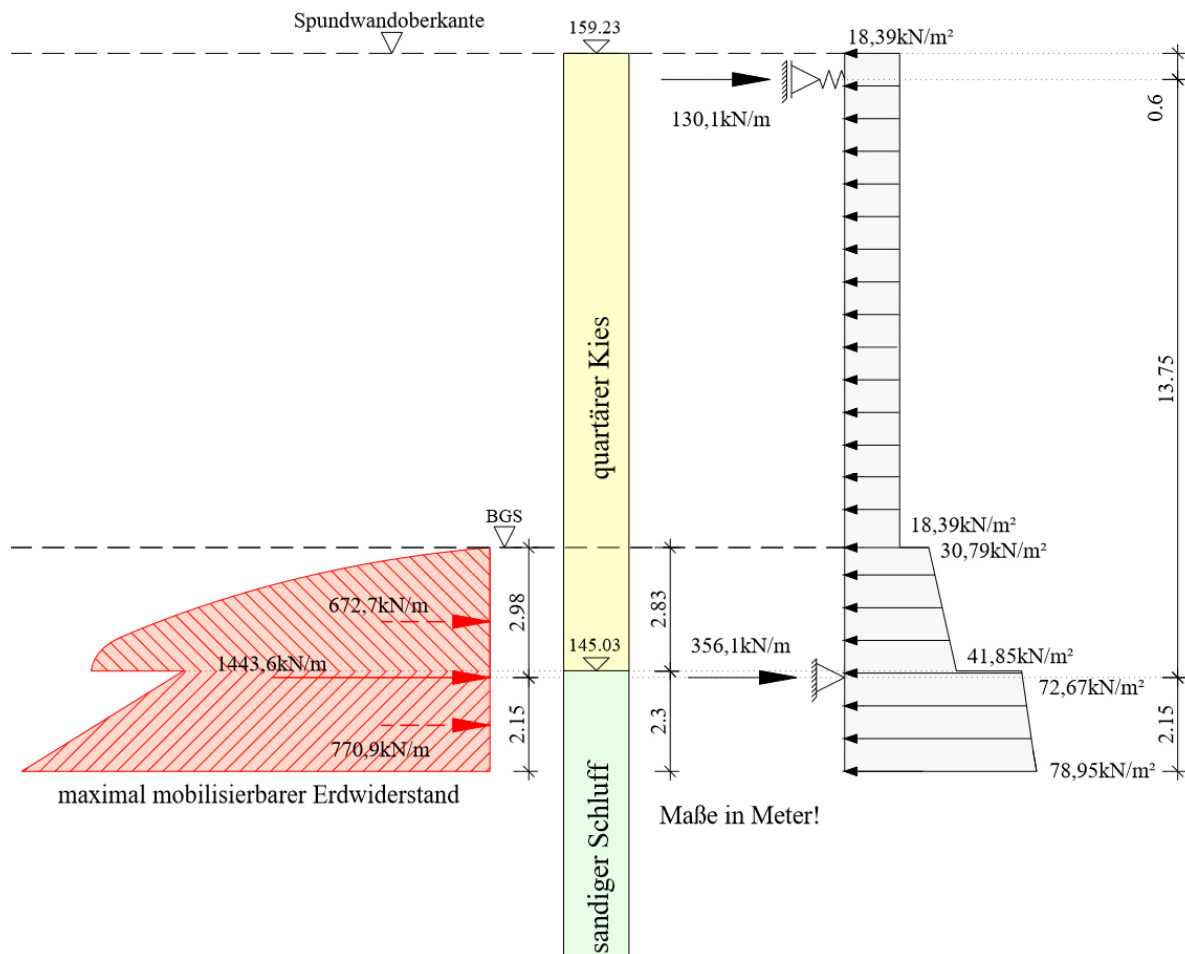


Abbildung 8.24: Stabwerkmodell der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit umgelagerter modifizierter Erddruckbelastung

Unter Berücksichtigung eines parabolischen Verlaufes der Erddruckspannungen im Erdauflagerbereich ergibt sich eine maximal mögliche Erdauflagerkraft von 1443,6 kN/m (Berechnung siehe Anhang B). Die Berechnung des mit dem umgelagerten Erddruck belasteten Stabwerkes ergibt eine Erdfußauflagerkraft von 356,1 kN/m. Bezogen auf die maximal mobilisierbare Kraft folgt ein Mobilisierungsgrad von 27,4%. Nach Berechnung (siehe Anhang B) und Einsetzen der Hyperbelfaktoren A , B und C sowie der Verschiebung im Bruchzustand s_B kann die Mobilisierungsfunktion wie folgt angeschrieben werden:

$$K'_{ph} = 22,62 + \frac{-17,63}{0,93 + \frac{s}{1,19}} \quad (8.10)$$

Die Berechnung der Wandverschiebung des in Abbildung 8.24 angeführten einfachen Stabwerksmodells auf zwei Auflagern ergibt die in Abbildung 8.25a dargestellte Biegelinie. Nach dem Erddruckmodell der EB 102 ergibt sich die resultierende Kraft aus der Vorbelastung E_V zu

383,4 kN/m (Berechnung siehe Anhang B). Diese übersteigt somit die Größe der mobilisierten Erdauflagerkraft E_{mob} . Es werden daher nach Gleichung (8.10) keine Verformungen mobilisiert. Der resultierende Verformungsverlauf würde demnach Abbildung 8.25a entsprechen. Da die in Abbildung 8.25a ersichtliche deutliche Rückdrehung des Spundwandfußes in der Realität nicht auftritt, darf gemäß EAB [28] die Biegelinie im Bereich des Spundwandfußes so angepasst werden, dass die Verschiebung am Spundwandfuß den Wert Null erreicht (siehe Kapitel 6.4.3.1.1). Eine entsprechende Korrektur der in Abbildung 8.25b angeführten Biegelinie führt zu der in Abbildung 8.25c dargestellten Biegelinie, welche eine maximale Feldverformung von rund 75 mm aufweist.

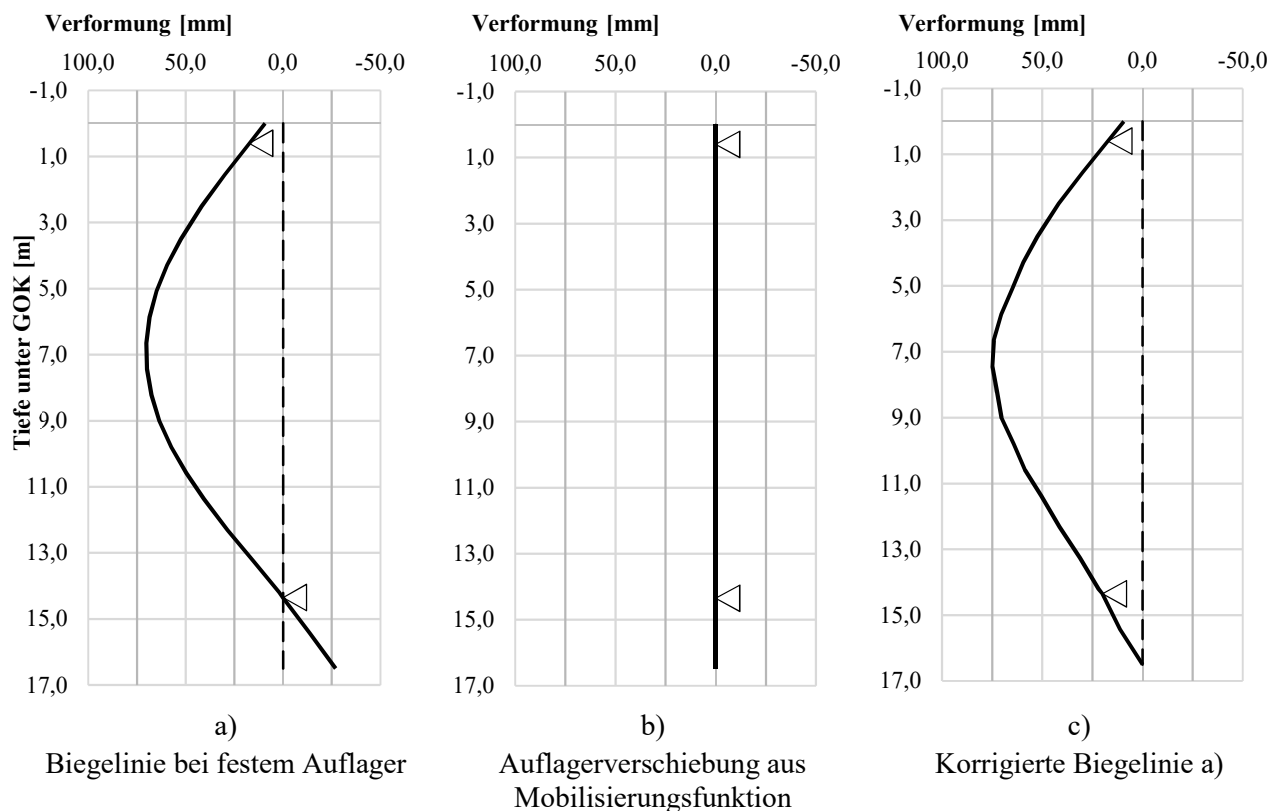


Abbildung 8.25: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* zufolge erhöhter/modifizierter Reibungswinkel

8.1.11 Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsverfahren und deren Interpretation

8.1.11.1 Verfahren nach Blum

Aus der vorliegenden Einbindetiefe folgt nach dem Berechnungsverfahren von *Blum* [16] eine teilweise Fußeinspannung (Einspannungsgrad nach *DC-Grundbau* rund 95%). Die Berechnung ergibt eine gute Übereinstimmung (siehe Abbildung 8.26) der berechneten Verformungen mit der Inklinometermessung. Durch den Vergleich der Momente mit jenen der übrigen Berechnungsverfahren wird erkennbar, dass mit dem Verfahren von *Blum* – im Durchschnitt – ein

um etwa 50 kNm größeres Einspannmoment ermittelt wurde. Im Gegenzug ist jedoch das auftretende maximale Feldmomente verhältnismäßig gering.

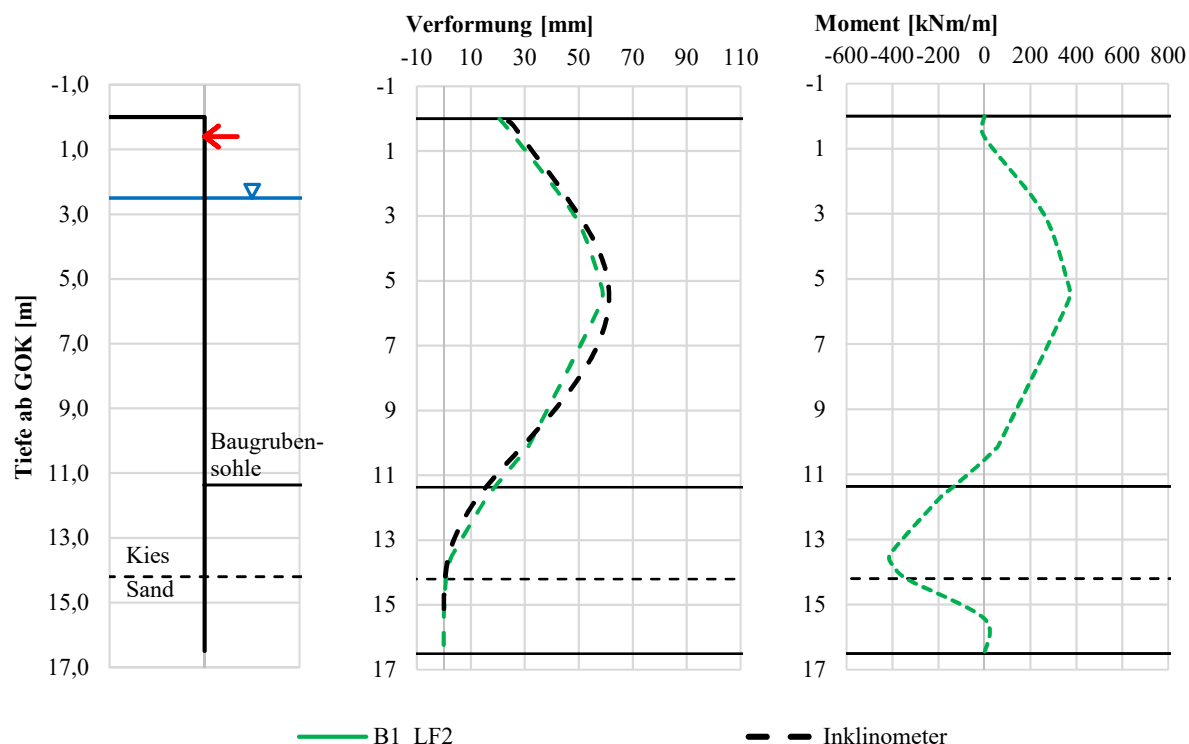


Abbildung 8.26: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf nach dem Verfahren von *Blum*:
Verformungen und Momente

8.1.11.2 ÖNORM B4434

Obwohl sich die den Berechnungsvarianten Ö1 bis Ö3 zugrunde gelegten Bettungsmoduln um bis zu 50% voneinander unterscheiden, weichen die in Abbildung 8.27 dargestellten Verformungs- und Momentenverläufe nur geringfügig voneinander ab. Zurückzuführen ist dieser Umstand auf die Begrenzung der mobilisierten Erddruckspannungen durch den passiven Erddruck. Wie Abbildung 8.28 zu entnehmen ist, unterscheiden sich die Varianten in den angeführten Verläufen (adaptierte Bettung, mobilisierter Erdwiderstand) bis zu einer Tiefe von rund 14 m kaum voneinander. Um die maximale passive Erddruckspannung an keiner Stelle zu überschreiten, wird der Bettungsmodulverlauf adaptiert, wodurch die der Berechnung zugrunde gelegten Bettungsmoduln nicht annähernd ausgenutzt werden können. Unterschiede zwischen den drei Verläufen sind erst in der unteren Hälfte des Erdaufagers erkennbar. Diese wirken sich jedoch nur marginal auf die Verformungs- und Momentenverläufe im Feldbereich aus.

Hinsichtlich der Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln (Variante Ö4) kann eine geringfügige Unterschätzung der Verformungen festgestellt werden. Durch die feststellbare Erhöhung der adaptierten Bettungsmoduln sowie der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen bis zu einer Tiefe von rund 13 m kann auf eine Steifigkeitserhöhung im Nahbereich der Baugrubensohle

geschlossen werden. Die zu geringe Verformung im Feldbereich lässt sich mit der reduzierten aktiven Erddruckbelastung erklären.

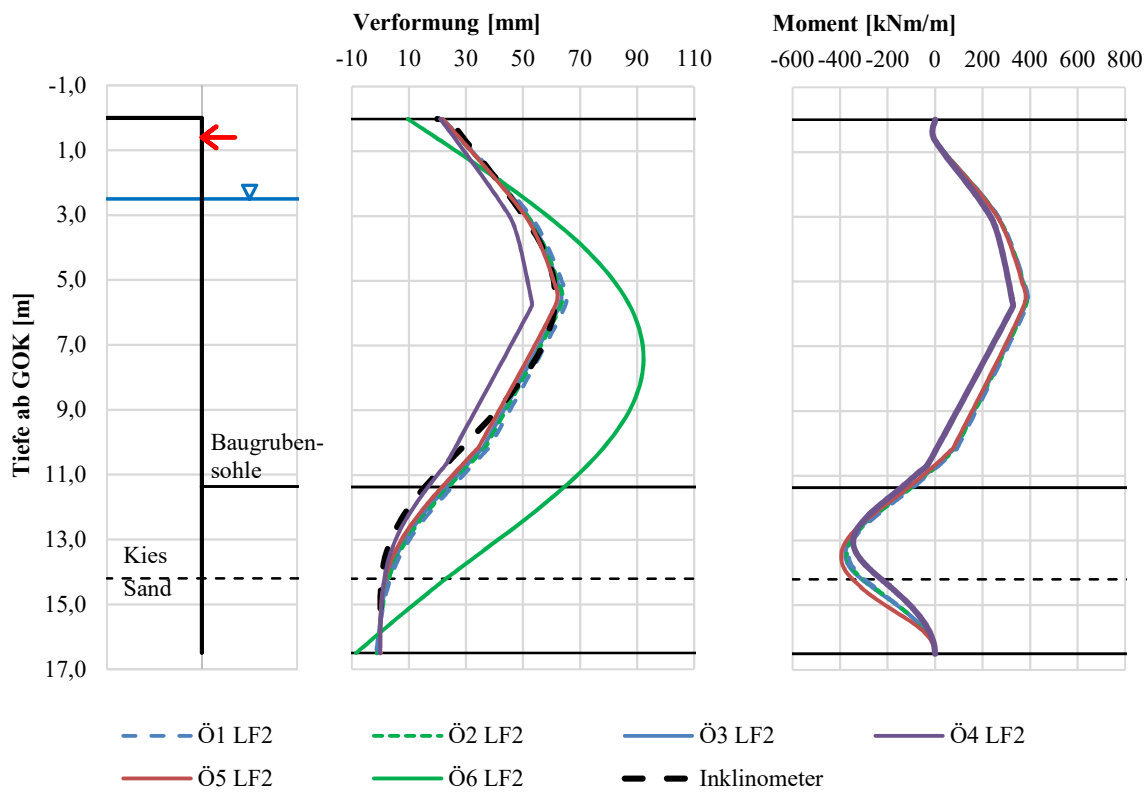


Abbildung 8.27: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434:
Verformungen und Momente

Durch die Verwendung des aus der Inklinometermessung ermittelten Bettungsmodulverlaufes (Variante Ö5) konnte eine weitgehend mit der Inklinometermessung übereinstimmende Biegelinie erzielt werden. Abgesehen davon kann eine Steigerung des Einspannmomentes im Fußauflagerbereich gegenüber den Berechnungsvarianten Ö1 bis Ö4 um rund zehn Prozent festgestellt werden.

Bei der Variante Ö6 – die auf der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 [58] basiert – stellt sich eine beträchtliche Rückdrehung des Spundwandfußes ein, welche in der Realität in diesem Ausmaß nicht auftritt.

Bei Betrachtung der berechneten Verformungsverläufe im Fußbereich der Spundwand (siehe Abbildung 8.28) wird erkennbar, dass die Ergebnisverläufe der Berechnungsvarianten Ö1 bis Ö3 und Ö6 etwas stärker von der Inklinometermessung abweichen. Eine Unterschätzung der sehr steifen Bettungsverhältnisse im quartären Kies kann zu diesem Verhalten führen. Die ermittelten Biegelinien der Varianten Ö4 und Ö5 stimmen sehr gut mit der aus der Inklinometermessung bestimmten Biegelinie überein. Diesen Varianten wurden einerseits sehr steife Bettungen und andererseits modifizierte Reibungswinkel zugrunde gelegt. Erst durch die Änderung dieser

Modellparameter konnte eine annähernde Volleinspannung (vertikale Tangente der Biegelinie am Spundwandfuß) modelliert werden.

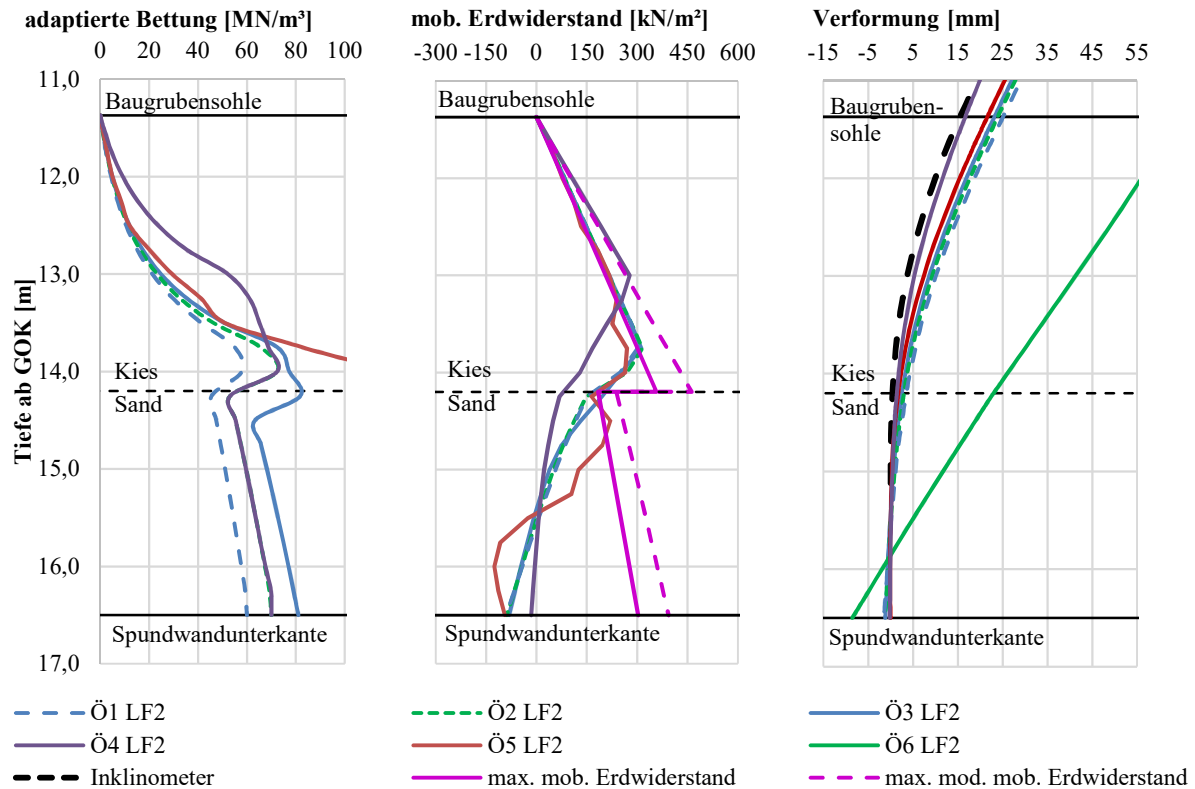


Abbildung 8.28: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

8.1.11.3 RVS 09.01.41

Durch Kombination der konventionellen Bettungsmodulgrößen und der Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes in Form des Bodenaushubes soll die Modellierung einer zu steifen Baugrubenverbaukonstruktion aufgezeigt werden. Dies war bei Variante R1 allerdings nicht möglich. Tatsächlich wurde eine nahezu perfekte Übereinstimmung mit der Inklinometermessung festgestellt. Mögliche Gründe für dieses Verhalten können zu konservativ festgelegte Bodenkennwerte, falsche Belastungsannahme u.a. sein.

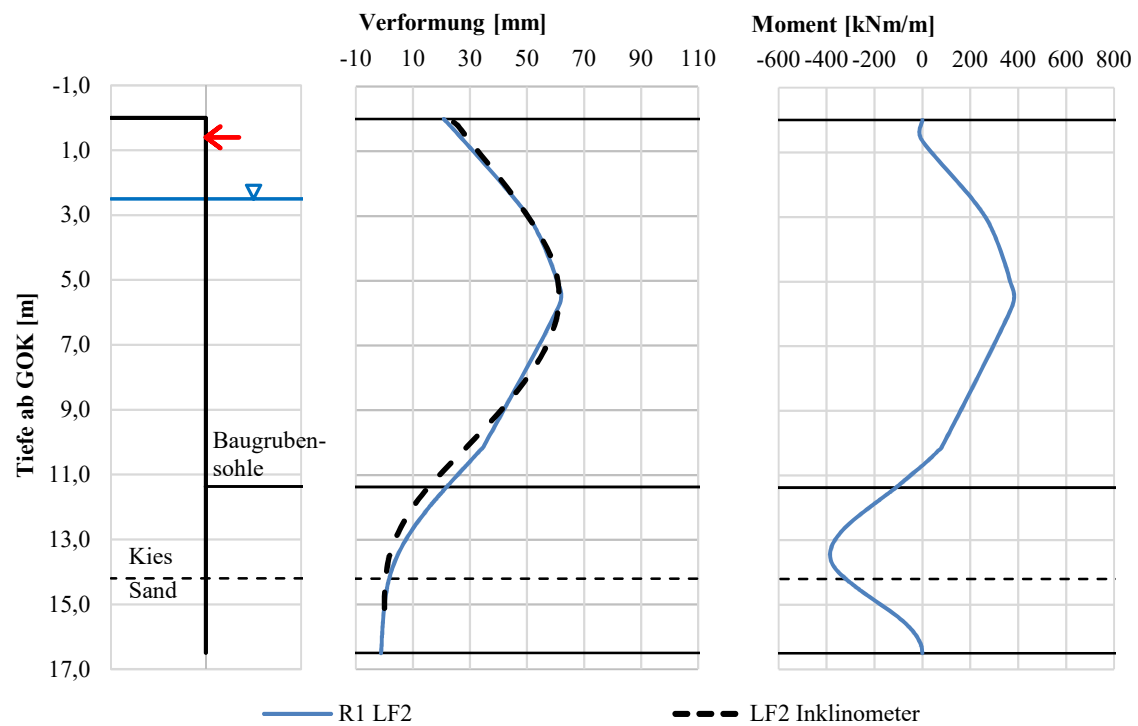


Abbildung 8.29: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß RVS 09.01.41:
Verformungen und Momente

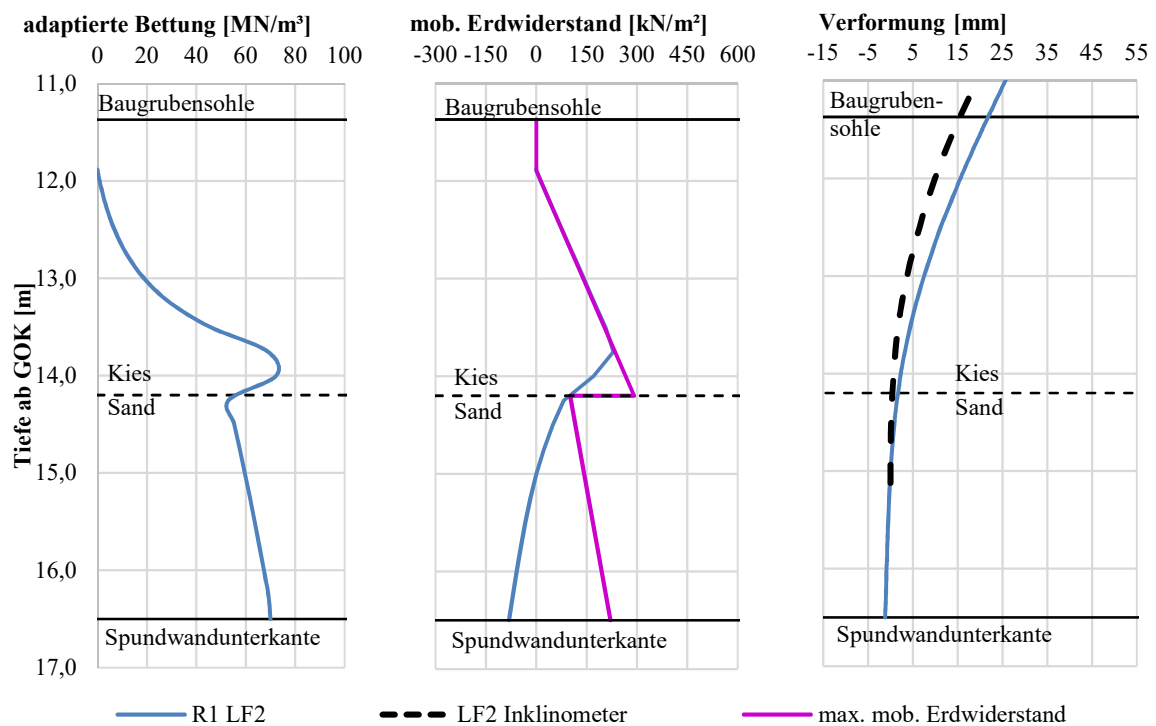


Abbildung 8.30: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß RVS 09.01.41: Bettung,
Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

8.1.11.4 EAB – EB 102

Beim Vergleich der den Berechnungen zugrunde gelegten Bettungsmodulverläufe (siehe Tabelle 8.1) ist erkennbar, dass sich die Bettungsmoduln des Tabellen- (Variante E1) und des E_s -Verfahrens (Variante E3) kaum in ihrer Größe unterscheiden. Dies spiegelt sich ebenso in den Ergebnisverläufen der beiden Berechnungsvarianten wider, es ist lediglich eine geringfügige Parallelverschiebung der Verläufe zueinander erkennbar.

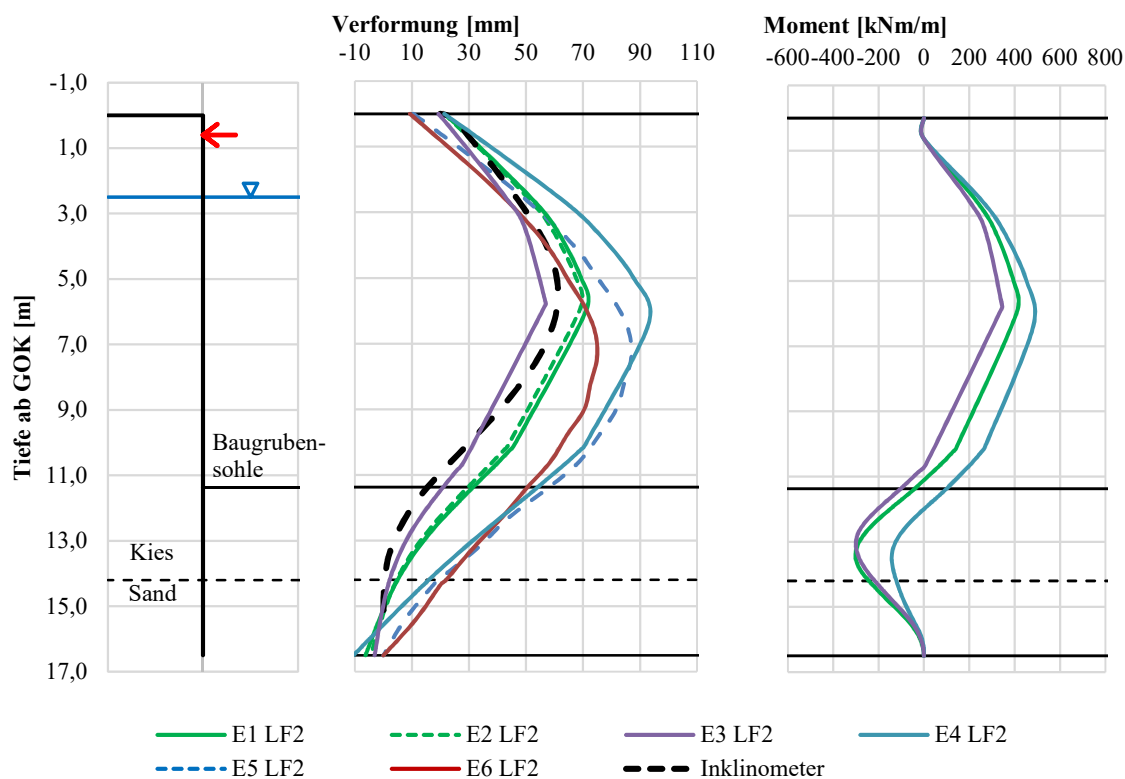


Abbildung 8.31: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102 LF2: Verformungen und Momente

Die Kombination (Variante E3) von modifizierten Reibungswinkeln und des Bettungsmodulverlaufes nach dem E_s -Verfahren führt im Feldbereich zu einer geringfügigen Unterschätzung der auftretenden Verformungen. Eine Erhöhung der Reibungswinkel bewirkt eine Steigerung der maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen, wodurch höhere mobilisierbare Bettungsspannungen in Rechnung gestellt werden können (siehe Abbildung 8.32). Dadurch kann gegenüber Variante E1 im Nahbereich der Baugrubensohle eine Verdopplung der adaptierten Bettungsmoduln bewirkt werden. Die modellierte Steifigkeitserhöhung im Bodenauflegerbereich führt zu einer gut mit der Inklinometermessung übereinstimmenden Biegelinie. Weiters bewirkt die Erhöhung des Reibungswinkels eine Reduktion des maximalen Feldmomentes.

Die Ableitung des Bettungsmodulverlaufes aus der Finite Elemente Berechnung (Variante E4) bewirkt eine zu hohe Verformungsprognose und eine Unterschätzung der Einspannungswirkung im Bodenauflegerbereich. Dieser Umstand ist durch die im Fußauflagerbereich in Abbildung 8.31

erkennbaren verhältnismäßig geringen Momente und mobilisierten Erdwiderstandsspannungen zu erklären.

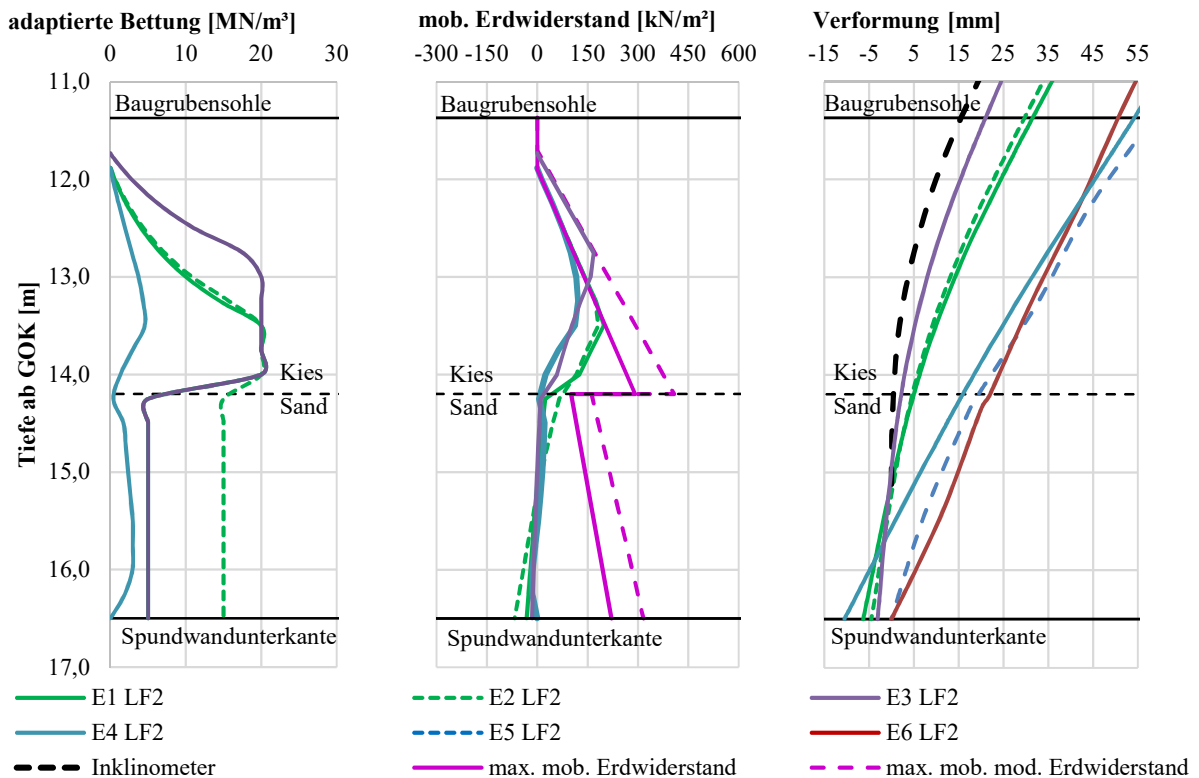


Abbildung 8.32: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102 LF2: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

Bei der Berechnungsvariante E5 ist über die gesamte Spundwandlänge eine große Abweichung der prognostizierten Verformung von der Inklinometermessung feststellbar. Wie bereits *Hegert* [39] in ihrer Arbeit angemerkt hat, bewirkt die Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln (E6) eine Steigerung der Genauigkeit der Verformungsprognose. Diese kann sehr gut beim Vergleich der Ergebnisverläufe E5 und E6 beobachtet werden.

Zusammenfassend kann darauf geschlossen werden, dass das Erddruckmodell der EB 102 und die verwendeten Erddruckmodelle die messtechnisch erfasste Volleinspannung nicht modellieren können. Im Bereich des Spundwandfußes ist bei den Varianten E1 bis E4 eine Rückdrehung der Spundwand erkennbar. Verantwortlich dafür könnte das der Berechnung zugrunde gelegte Erddruckmodell der EB 102 sein. Dieses berücksichtigt auf der aktiven Verbauseite im Falle einer Spundwandrückdrehung keine Mobilisierung des Erdwiderstandes. So müsste nach der „Grundidee“ der EB 102 auf der aktiven Verbauseite unterhalb des theoretischen Drehpunktes ebenfalls der eingeprägte Primärspannungszustand und eine elastische Bettung berücksichtigt werden. Stattdessen wird lediglich der aktive Erddruck der Berechnung zu Grunde gelegt.

8.1.11.5 Finite Elemente Berechnung

Die Berechnungsvariante P1 liefert eine stark von der Inklinometermessung abweichende Biegelinie. Eine vertikale Spundwandenttangente am Fußpunkt konnte mit den Modellparametern nicht modelliert werden, die durchgeführte Finite Elemente Berechnung ergab eine Drehung der Spundwand um den Fußpunkt.

Wie den Schnittgrößenverläufen in Abbildung 8.33 zu entnehmen ist, führt die Modifizierung der Reibungswinkel (P2) zu einer Steigerung der Genauigkeit der Verformungsprognose. Die maximale Verformung im Feldbereich wird nur mehr um rund einen Zentimeter überschätzt. Durch die Erhöhung der Reibungswinkel ist eine Steigerung der Einspannwirkung im Fußauflagerbereich feststellbar. Diese ist durch das erhöhte Einspannmoment sowie durch die steilere Spundwandenttangente im Bodenaullagerbereich zu erkennen.

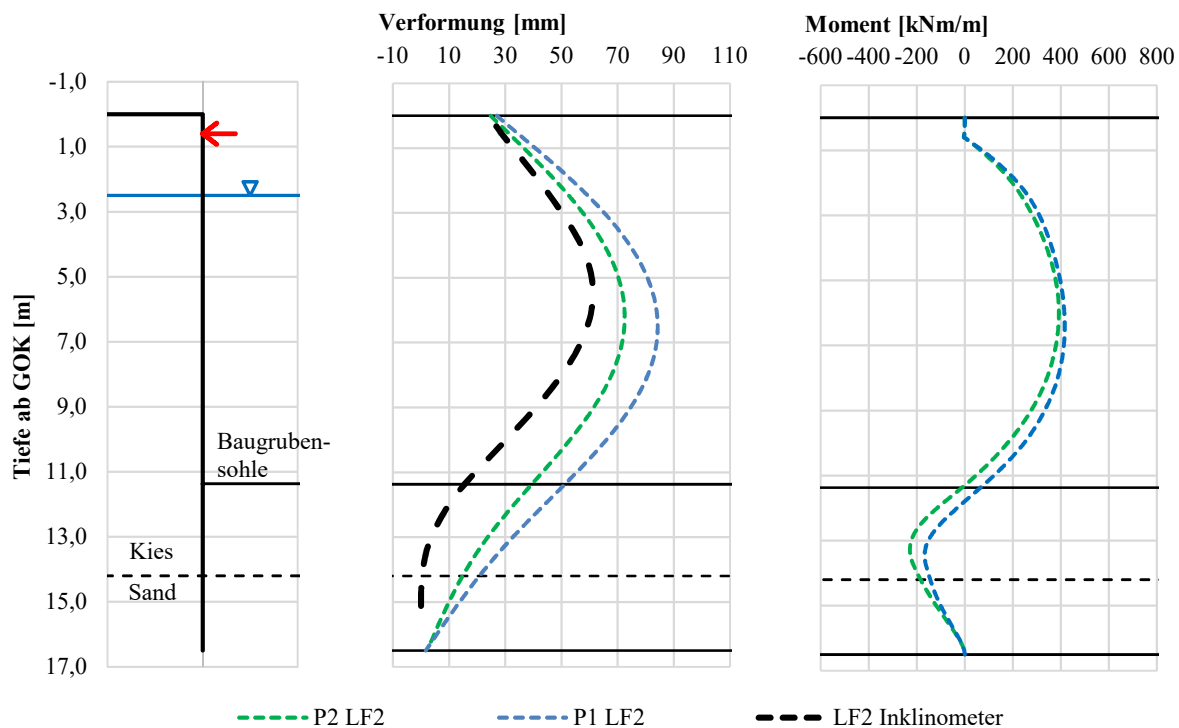


Abbildung 8.33: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf zufolge der FE-Berechnung:
Verformungen und Momente

8.1.12 Gegenüberstellung und Diskussion der Ergebnisse

Im Kapitel 8.1.9.11 wurden alle Berechnungsverfahren einzeln diskutiert. Ein verfahrensübergreifender Vergleich soll Erklärungen für die gut oder schlecht mit der Inklinometermessung übereinstimmende Verformungsprognose liefern. Alle Schnittgrößenverläufe sind einander in den Abbildungen 8.36 und 8.37 gegenübergestellt.

Die durchgeführten Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434, RVS 09.01.41 und EAB-EB 102 weisen eine elastische Bettung des Bodenauflagerbereiches auf. Davon ausgenommen sind die Berechnungsvarianten Ö5, E5 und E6, hier erfolgt die Verformungsberechnung mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen. Bei den Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434 erfolgt keine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen.

Einen entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößen der Baugrubenumschließung haben die Größe und der Verlauf des Bettungsmoduls über die Tiefe des Bodenaufagers [5]. Aus der analytischen Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens (siehe Kapitel 3.4.2) resultiert ein Einfluss des Bettungsmoduls auf die Verformungsberechnungen von $k_{sh}^{3/4}$ und auf die Bestimmung des Biegemomentes von $k_{sh}^{1/4}$. „Fehleinschätzungen des Bettungsmodulansatzes wirken sich daher besonders stark auf die Verformungen aus, jedoch weniger auf das maximale Biegemoment“ [5].

Der beschriebene Einfluss des Bettungsmoduls auf die Schnittgrößen wird durch einen Vergleich der verschiedenen Berechnungsvarianten (bzw. Bettungsmodulverläufe) evaluiert. Dabei werden die maximal auftretenden Verformungen und Biegemomente jeder Variante auf einen Referenzwert bezogen. Als Referenzwert wird die Berechnungsvariante Ö5 verwendet, da für die Variante Ö5 die Ableitung des Bettungsmodulverlaufes aus der Inklinometermessung erfolgte.

Wie Tabelle 8.8 entnommen werden kann, sind bei allen Berechnungsvarianten die Abweichungen der horizontalen Verformungen vom Referenzwert etwa doppelt so groß wie die Abweichungen im Falle der Biegemomente. Damit lässt sich bestätigen, dass der verwendete Bettungsmodulverlauf einen wesentlich größeren Einfluss auf die berechneten Verformungen, als auf die Biegemomente der Baugrubenumschließung hat.

Tabelle 8.8: Einfluss der unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe auf die maximalen Schnittgrößen (Biegemoment und horizontale Verformung) einer Baugrubenumschließung anhand des Berechnungsbeispiels Baugrube Tunnel Rannersdorf

Maximale Schnittgrößen der Berechnungsvarianten mit elastischer Bettung										
Varianten	Ö1	Ö2	Ö3	Ö5	Ö6	E1	E2	E3	E5	R1
$M_{\max}$ [kNm/m]	383	380	378	374	326	409	402	345	482	375
$u_{\max}$ [mm]	65	63	63	61	75	71	69	57	93	65
Prozentuelle Änderung in Bezug zur Berechnungsvariante Ö5										
Varianten	Ö1	Ö2	Ö3	Ö5	Ö6	E1	E2	E3	E5	R1
ΔM [%]	2,6%	1,7%	1,1%	0,0%	12,8%	9,5%	7,5%	7,7%	29,0%	0,4%
Δu [%]	5,2%	2,9%	2,3%	0,0%	22,0%	16,0%	12,5%	7,3%	51,5%	5,9%
$\Delta u / \Delta M$ [°]	2,0	1,7	2,1	-	1,7	1,7	1,7	1,0	1,8	14,5

Werden nun die unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe (Abbildungen 8.34 und 8.35) näher analysiert, so ist in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle ein exponentieller Anstieg aller adaptierten Bettungsmodulverläufe erkennbar. Aufgrund der Begrenzung der mobilisierten Erddruckspannungen mit dem passiven Erddruck führt das Programm *DC-Grundbau* eine automatische Adaption/Reduktion der Bettungsmoduln durch. Bis zu einer Tiefe von rund 13,8 m sind die adaptierten Bettungsmodulverläufe Ö1 bis Ö3 mit dem aus der Inklinometermessung

abgeleiteten Bettungsmodulverlauf (Ö5) nahezu ident. Danach unterscheiden sich die Verläufe stark. Die großen Unterschiede der Bettungsmodulverläufe Ö1 bis Ö3 zur Berechnungsvariante Ö5, deuten auf eine Unterschätzung der tatsächlichen Einspannwirkung hin.

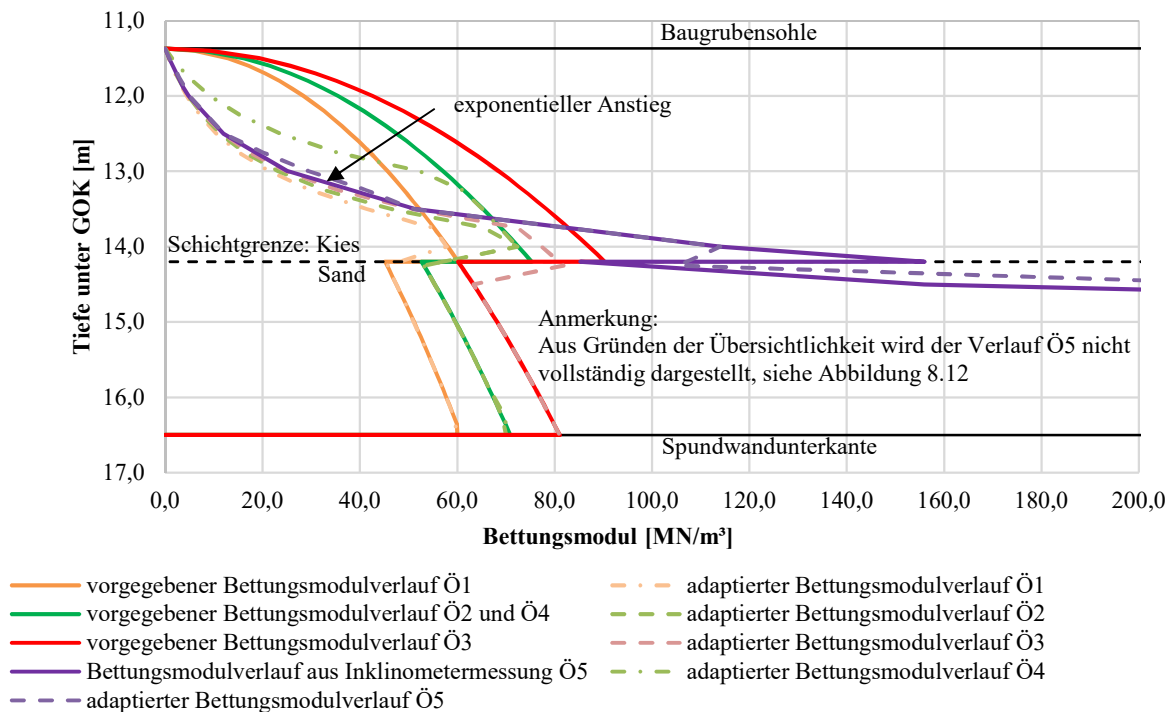


Abbildung 8.34: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß ÖNORM B4434; Baugrube Tunnel Rannersdorf

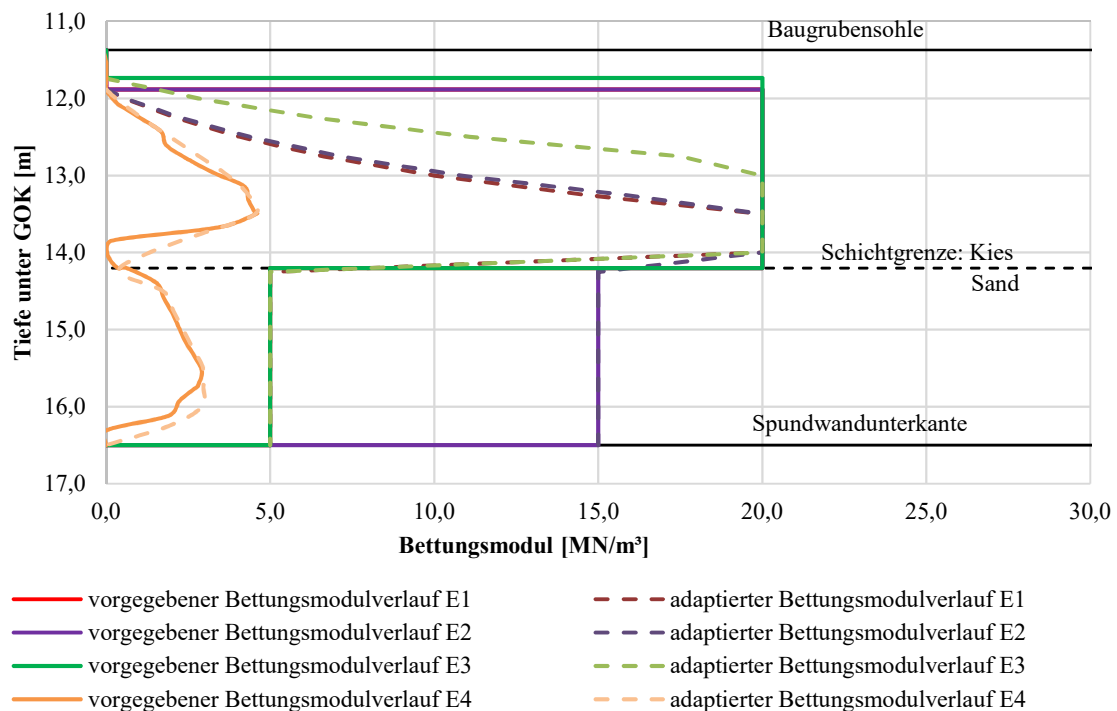


Abbildung 8.35: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß EB 102; Baugrube Tunnel Rannersdorf

In Abbildung 8.35 ist in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle (bis 13,5 m unter GOK) ebenfalls ein exponentieller Anstieg der Bettungsmoduln erkennbar. Danach folgen die Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten E1 bis E3 den vorgegebenen Verläufen.

Da in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle bei allen Berechnungsvarianten die Bettungsmoduln im gleichen Maß zunehmen (vgl. Abbildung 8.37), müssen die in Abbildung 8.36 angeführten Abweichungen der Biegelinie aus einer Unterschätzung der Bettungsmoduln und/oder den berücksichtigten Erddruckspannungen im Bereich des Spundwandfußes resultieren.

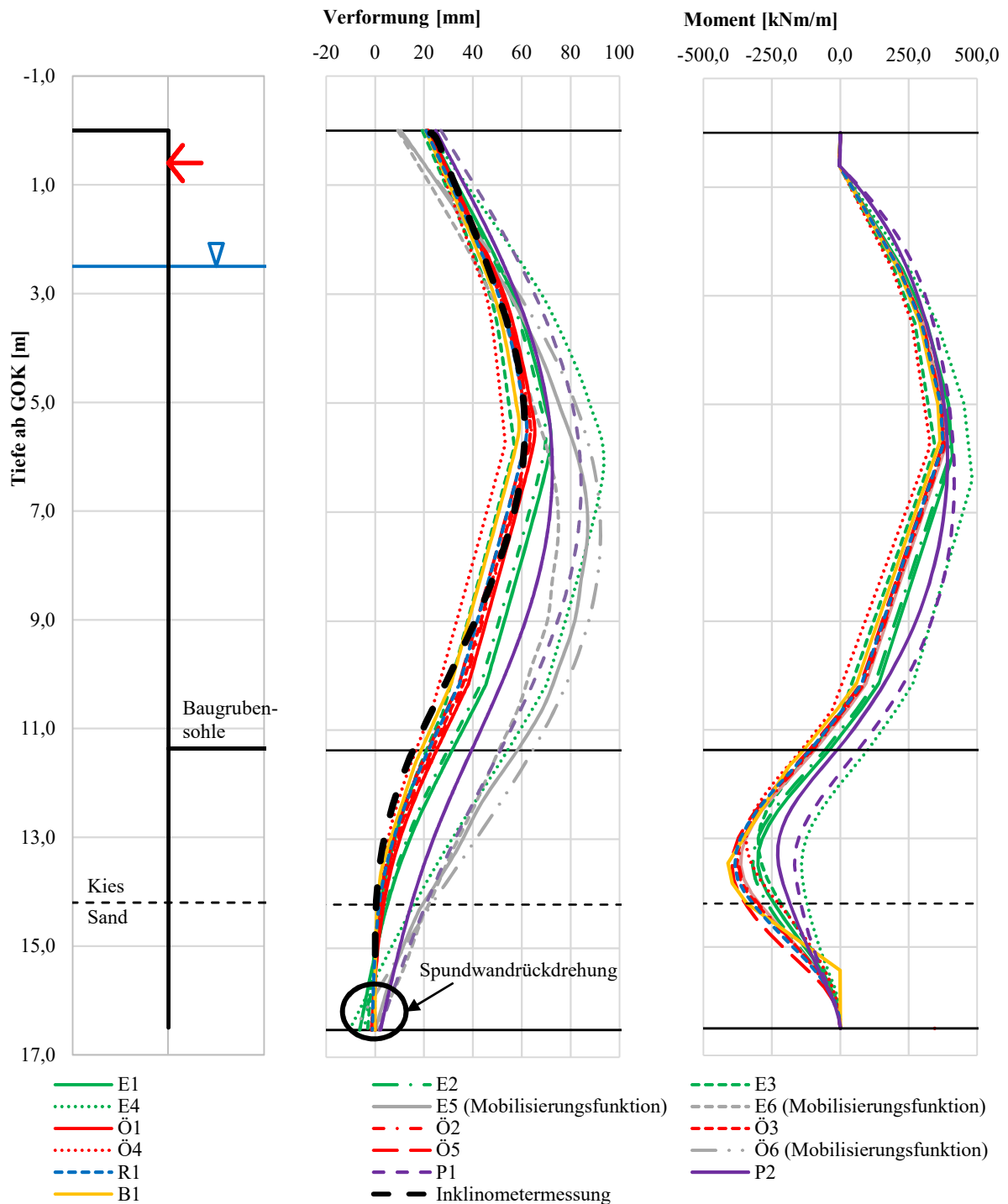


Abbildung 8.36: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf: Verformungen und Momente

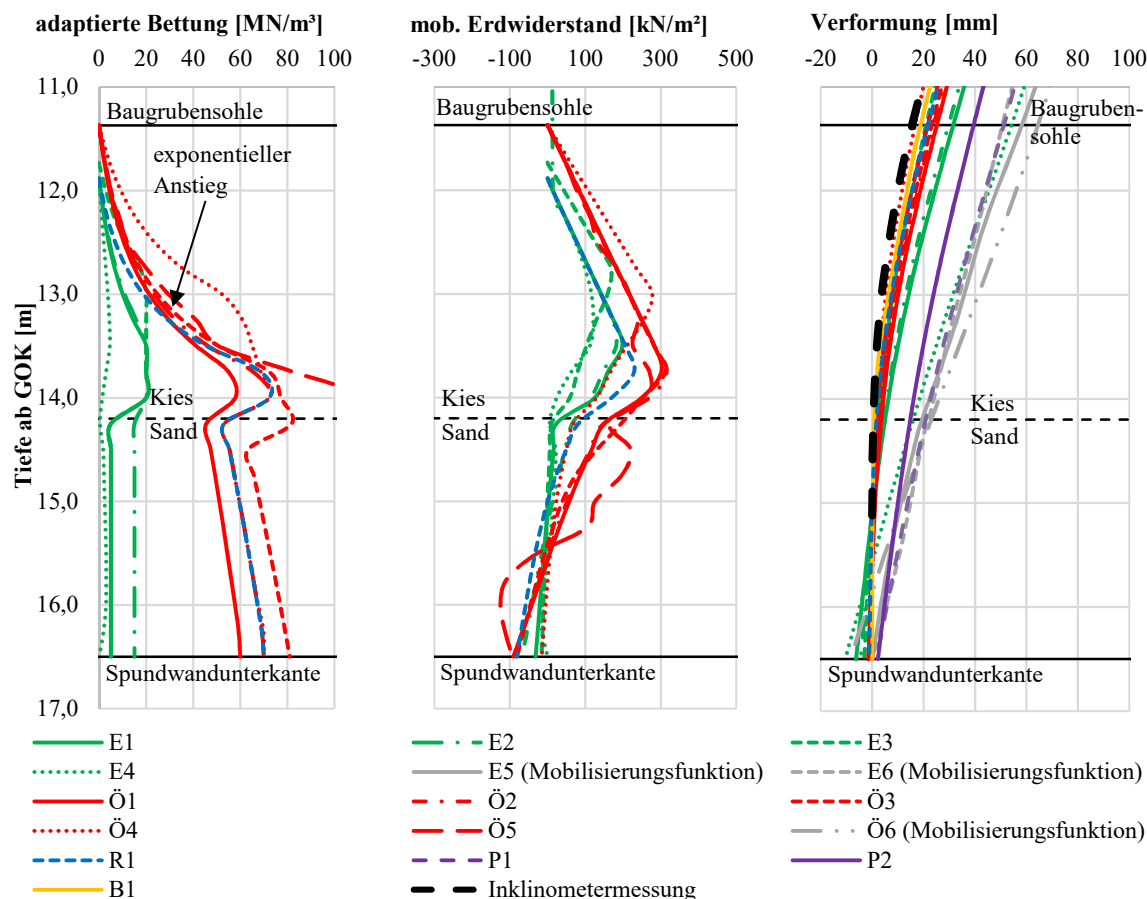


Abbildung 8.37: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf: Bettung, mobilisierter Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

Im Bereich des Spundwandfußes ist vor allem bei den Berechnungsvarianten mit eingepprägten Primärspannungen eine deutliche Rückdrehung des Spundwandfußes feststellbar (vgl. Abbildung 8.36). Derartige Rückdrehungen treten in der Realität nicht auf (vgl. Inklinometermessung). Die errechnete Spundwandrückdrehung lässt sich durch das verwendete Erddruckmodell (EB 102) erklären. Am Spundwandfuß stehen einander – unabhängig von den mobilisierten Verformungen – unterschiedlich große Erddruckspannungen gegenüber. Auf der aktiven Seite wirkt der verhältnismäßig kleine aktive Erddruckdruck und auf der passiven Seite der eingepprägte Primärspannungszustand (Erdruchdruckspannungen).

Um das Erddruckmodell der EB 102 zu analysieren, werden die Erddruckspannungen der Berechnungsvariante E1 mit den sich aus der FE-Berechnung (Berechnungsvariante P1) ergebenden Erddruckspannungen verglichen. Wie anhand der Spannungsverläufe in Abbildung 8.38 ersichtlich ist, stellen sich diese Spannungsverteilungen in der FE-Berechnung nicht ein. So werden gemäß FE-Berechnung auf der aktiven Baugrubenseite Erddruckspannungen mobilisiert, die die Größe der aktiven Erddruckspannungen bei Weitem übersteigen. Auf der passiven Verbauseite ist erkennbar, dass bis zum Spundwandfuß die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen der FE-Berechnung stets über den vorhandenen Erdruchdruckspannungen liegen. Bei der Berechnungsvariante E1 können sich aufgrund der Rückdrehung der Spundwand keine Bettungsspannungen auf der passiven

Baugrubenseite aufbauen. Wie den Spannungsverläufen der FE-Berechnung zu entnehmen ist, wird auf der aktiven Verbauseite (unterhalb des theoretischen Drehpunktes) der Spundwand ebenfalls der Erdwiderstand aktiviert. Dieser Aspekt wird jedoch im Erddruckmodell der EB 102 nicht berücksichtigt. Eine deutliche Spundwandrückdrehung ist die Folge. Durch Berücksichtigung von Erdruhedruckspannungen und einer elastischen Bettung auf der aktiven Verbauseite unterhalb des theoretischen Drehpunktes könnten die tatsächlich wirkenden Spannungsverhältnisse der aktiven Verbauseite wirklichkeitsnäher abgebildet werden. Ähnliche Überlegungen sind bereits bei *Hettler* [41] (vgl. Abbildung 9.3) zu finden.

Bei den Berechnungsvarianten nach ÖNORM B4434 sind geringere Spundwandrückdrehungen erkennbar. Um auch das Erddruckmodell der ÖNORM B4434 zu analysieren, werden die Erddruckspannungen der Berechnungsvariante Ö2 mit den sich aus der FE-Berechnung (Berechnungsvariante P1) ergebenden Spannungsverläufen verglichen. In Abbildung 8.39 ist wie bereits in Abbildung 8.38 erkennbar, dass die Summe von aktiven Erddruck- und mobilisierten Bettungsspannungen die auf der aktiven Verbauseite wirkenden Spannungen der FE-Berechnung deutlich unterschreiten. Dies führt zu der im Fußbereich feststellbaren Spundwandrückdrehung. Im Vergleich mit der Variante E1 fällt diese aber deutlich geringer aus, was sich darauf zurückführen lässt, dass beim konventionellen Erddruckmodell keine eingepprägten Primärspannungen auf der passiven Verbauseite berücksichtigt werden. Wie oben erwähnt bewirken diese bei den Berechnungsvarianten der EB 102 große Spundwandrückdrehungen.

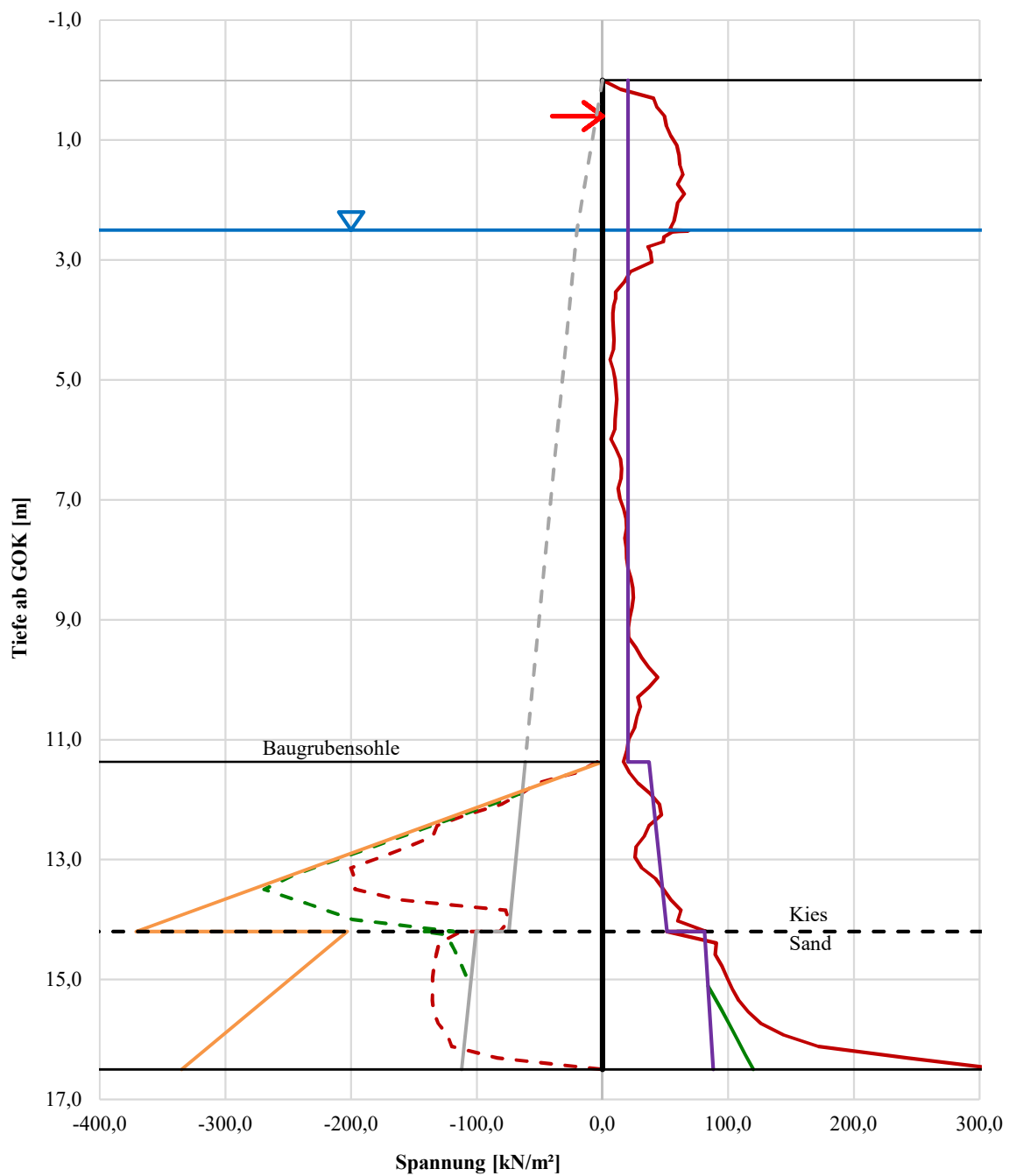
Das Berechnungsverfahren nach *Blum* modelliert das Bodenauflager als punktuellies Erdauflager. Die Wahl der Größe und des Verlaufes des Bettungsmoduls ist somit nicht erforderlich. Zur Durchführung der Berechnung sind nur wenige bodenmechanische Kenngrößen (im Wesentlichen die Reibungsparameter und die Wichte des Bodens, vgl. Kapitel 5) erforderlich. Die Biegelinie der Berechnungsvariante B1 stimmt sehr gut mit der Inklinometermessung überein. Verantwortlich dafür ist der sich beim Verfahren nach *Blum* ergebende hohe Einspannungsgrad im Bodenauflagerbereich (Einspannungsgrad nach *DC-Grundbau* rund 95%).

Finite Elemente Berechnungen ermöglichen die Berechnung einer Baugrubenumschließung ohne der Vorgabe von Erddruckverteilungen. Somit können Fehler durch falsche Erddruckannahmen (Erddruckumlagerung etc.) ausgeschlossen werden. Im Zuge einer numerischen Berechnung ergibt sich die Belastung der Baugrubenwand aus der Interaktion zwischen dem anstehenden Boden und der Baugrubenwand.

In Abbildung 8.36 ist ersichtlich, dass die Berechnungsvariante P1 stark von der Inklinometermessung abweicht. Dies lässt sich auf die verwendeten E-Moduln zurückführen. Bereits in Kapitel 8.1.8 wurden die vergleichsweise geringen E-Moduln diskutiert. Eine Unterschätzung der Steifigkeitsverhältnisse ist somit der Grund für die stark von der Inklinometermessung abweichende Biegelinie. Anhand von umfangreichen Parameterstudien könnten wirklichkeitsnahe E-Moduln bestimmt werden.

Der anhand des FE-Modells abgeleitete Bettungsmodulverlauf (Berechnungsvariante E4) liefert eine von der Inklinometermessung und auch von der Berechnungsvariante P1 abweichende Biegelinie. Wie bereits in Abbildung 8.38 dargestellt, werden im FE-Modell am Spundwandfuß Erddruckspannungen mobilisiert, die die aktiven Erddruckspannungen bei Weitem übersteigen. Dem Erddruckmodell der EB 102 wird jedoch auf der aktiven Verbauseite lediglich der aktive Erddruck zugrunde gelegt. Dieser Unterschied kann als Grund für die großen Abweichungen zwischen den Schnittgrößenverläufen der FE-Berechnung und der Berechnungsvariante E4 genannt werden.

Im Zuge der durchgeführten Vergleichsberechnungen wurden auch die Auswirkungen von erhöhten Reibungswinkeln auf die Schnittgrößenverläufe (Berechnungsvarianten Ö4, E3, E5 und P2) evaluiert. Bei allen Berechnungsvarianten ist eine Steigerung der Genauigkeit in der Verformungsprognose feststellbar. In diesem Zusammenhang muss jedoch erwähnt werden, dass eine Erhöhung des Reibungswinkels zu einer Verringerung der aktiven Erddrucklast führt. Dies bewirkt in weiterer Folge eine Reduktion der Beanspruchungen und Schnittgrößen (Biegemomente, Querkräfte etc.) der Baugrubenumschließung. Die Verwendung zu hoher Reibungswinkel könnte daher zu einer Unterdimensionierung der Verbauwand führen. Eine Erhöhung des Reibungswinkels anhand von Druck- und Rammsondierungen ist aufgrund der Reduktion der Sicherheit gegen Versagen der Baugrubenumschließung nicht empfehlenswert!

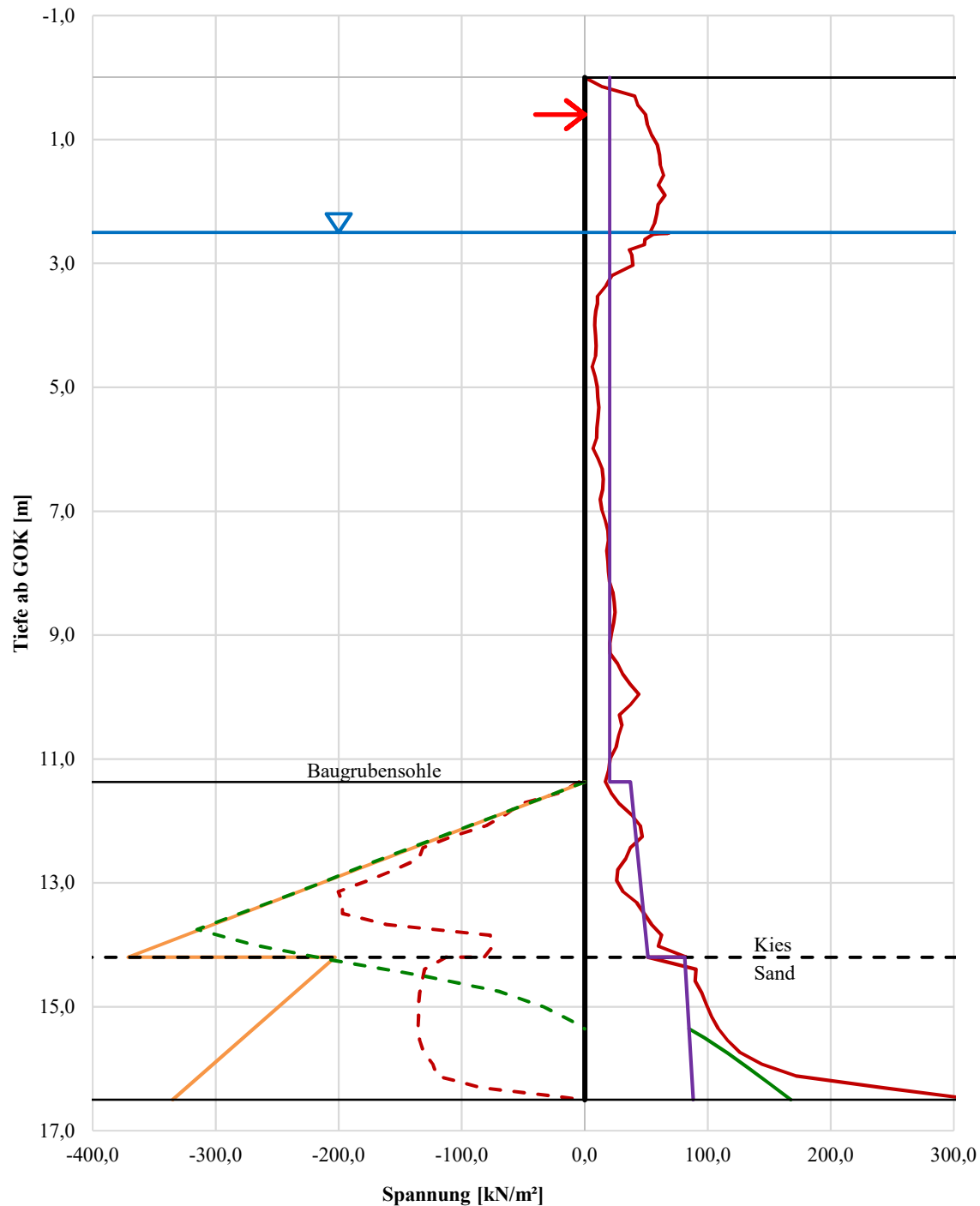
**Stabwerksmodell: Berechnungsvariante E1**

- mob. Bettungsspannungen an der passiven Verbauseite
- eingprägter Primärspannungszustand
- max. mob. passiver Erddruck
- mob. Bettungsspannungen an der aktiven Verbauseite
- Erddruckbelastung der aktiven Verbauseite

FE-Berechnung: Berechnungsvariante P1

- Erddruckspannungen an passiven Verbauseite
- Erddruckspannungen an aktiven Verbauseite

Abbildung 8.38: Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten E1 und P1 entlang der Spundwand; *Baugrube Tunnel Rannersdorf*



Stabwerksmodell: Berechnungsvariante Ö2

- mob. Bettungsspannungen an der passiven Verbauseite
- max. mob. passiver Erddruck
- mob. Bettungsspannungen an der aktiven Verbauseite
- Erddruckbelastung der aktiven Verbauseite

FE-Berechnung: Berechnungsvariante P1

- Erddruckspannungen an passiven Verbauseite
- Erddruckspannungen an aktiven Verbauseite

Abbildung 8.39: Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten Ö2 und P1 entlang der Spundwand; Baugrube Tunnel Rannersdorf

8.2 BEG Unterinntal Baulos H7-Startbaugrube West

8.2.1 Projektübersicht

Der Bauabschnitt H7-Startbaugrube West ist Teil der Brenner Eisenbahnachse zwischen München und Verona und befindet sich im Unterinntal. Die Neubaustrecke beginnt bei der Gemeindegrenze Kundl-Rattefeld und endet bei der Verknüpfung Baumkirchen.

Der Anschluss an die Bestandsstrecke erfolgt im Osten durch die Anbindung an die Galerie Terfens. Danach verläuft die Neubaustrecke in Tieflage nördlich der Bestandsstrecke in Richtung Westen, wobei sie den Bahnhof Fritzens schleifend unterfährt. Im weiteren Streckenverlauf befindet sich die Neubautrasse zwischen dem Inn und der Bestandsstrecke. Den Haltepunkt Baumkirchen unterfährt sie etwa bei km 60,95.

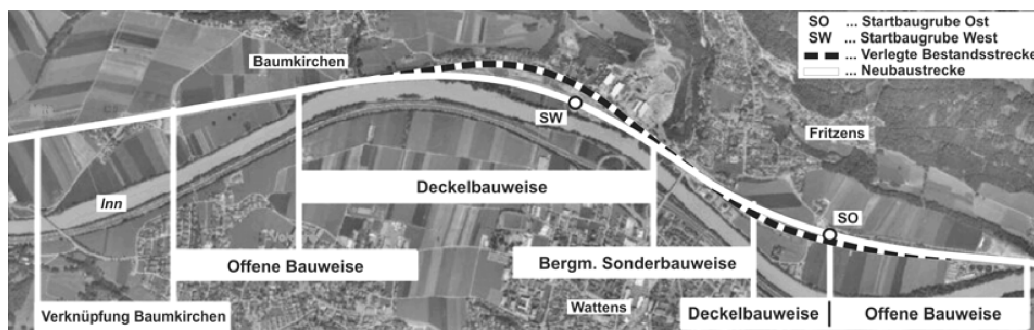


Abbildung 8.40: Überblick Baulos H 7 der BEG Unterinntal [10]

8.2.2 Geologische Situation

Der Bereich des Bauloses H7 befindet sich im Unterinntal. Der Sedimentationsbereich des Tales – in der Form eines übertieften Beckens – entstand im Anschluss an den Rückzug des würmzeitlichen Inngletschers. Durch das Zusammentreffen der seitlichen Zubringer (des Wattener Bachs von Süden und des Fritzner Bachs von Norden) und des Innoberlaufes entstand eine komplexe Verlandungssequenz. Der betrachtete Abschnitt setzt sich somit aus fluviatilen Lockergesteinen unterschiedlicher faszieller Herkunft zusammen. Die Geländeoberfläche ist über weite Strecken mit einer mehrere Meter mächtigen Aubodenschicht bedeckt. Der Grundwasserspiegel kommt nur wenige Meter unter der Geländeoberkante zu liegen und ist einer jahreszeitlichen Schwankung von zwei bis drei Metern ausgesetzt.

Der anstehende Untergrund lässt sich in folgende Schichten unterteilen:

- *Austufe [A]:*
Sande-Schluffe des Inns im Bereich der (sub)rezenten Austufe
- *Schwemmfächerfazies [B]:*
Grobklastische Ereignissedimente des Fritzner Baches
- *Innschotterfazies [C]:*
Fluviatile Sedimente im Allgemeinen, fluviatile Schotter/Kiese des Inns

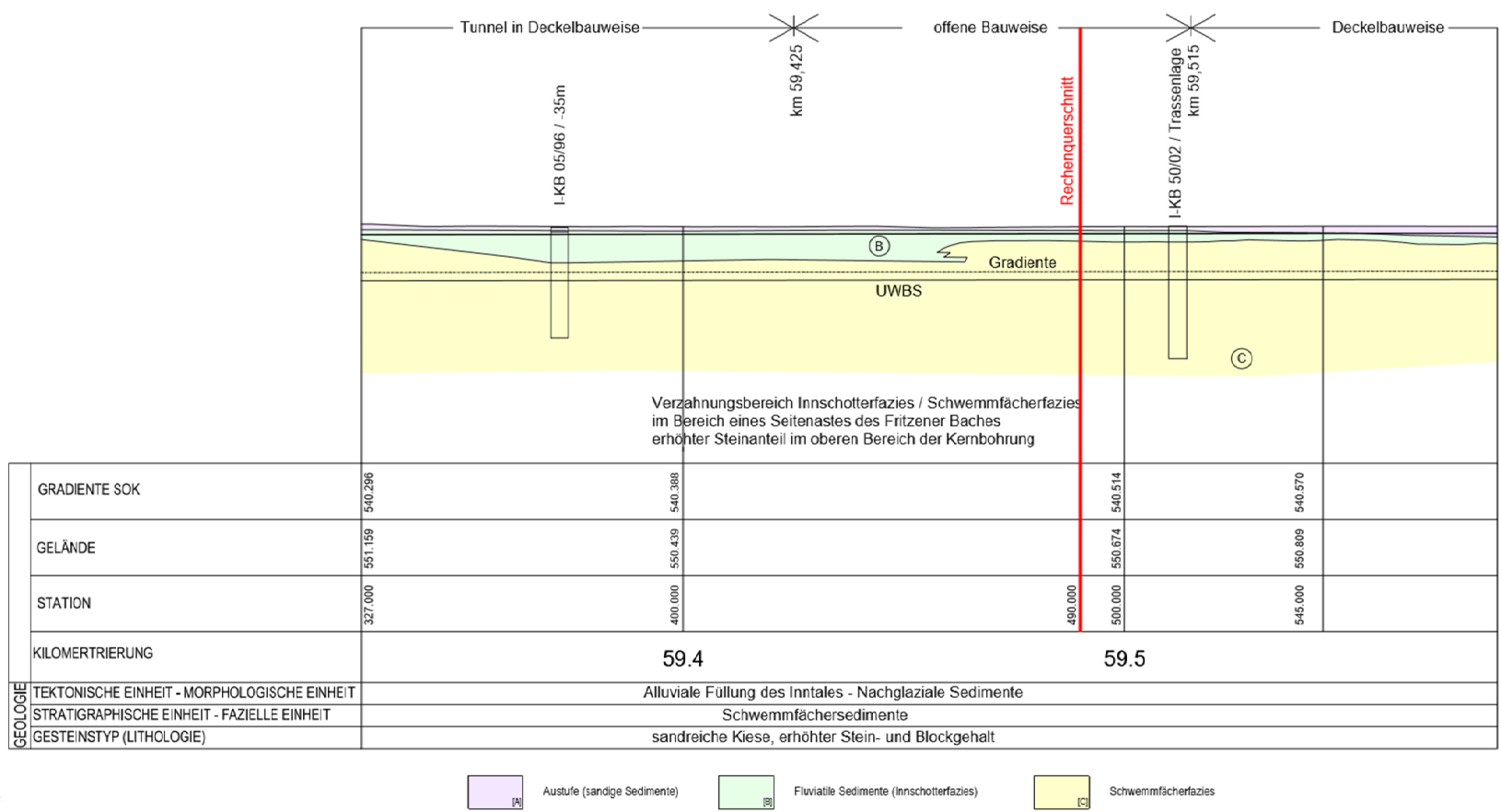


Abbildung 8.41: Geologischer Längenschnitt –im Bereich der Startbaugrube West: BEG Unterinntal Baulos H7; adaptiert nach [12]

8.2.3 Bauvorhaben/Bauverfahren

Der Bauabschnitt H7 unterteilt sich in Abschnitte, die in offener Bauweise, in Deckelbauweise sowie in bergmännischer Bauweise hergestellt wurden (siehe Abbildung 8.40). Aufgrund des umfangreichen Messprogrammes in Form von Inklinometermessungen, Lotmessungen etc. eignet sich dieser Bauabschnitt besonders gut für die Evaluierung von Berechnungsverfahren.

Die Startbaugrube West ist eine etwa 110 m lange, 15 m breite und 14 m tiefe Baugrube. Sie dient als Zugang zu den östlichen und westlichen Tunnelabschnitten. Während der Errichtung des an die Startbaugrube anschließenden Tunnels wird die Startbaugrube West zur Förderung des Ausbruchsmaterials und zur Unterbringung der notwendigen Logistik für den erforderlichen Druckluftvortrieb benötigt. Die Baugrubensicherung erfolgt mittels einer Spundbohlenkonstruktion, die im oberen Bereich durch Litzenanker verankert wird. Nach gelungenem Unterwasseraushub wird zur Sicherung des Spundwandfußes eine Unterwasserbetonsole eingebaut. Mittels GEWI-Zugpfählen wird diese gegen den durch die Lenzung der Baugrube entstehenden Auftrieb geschützt.

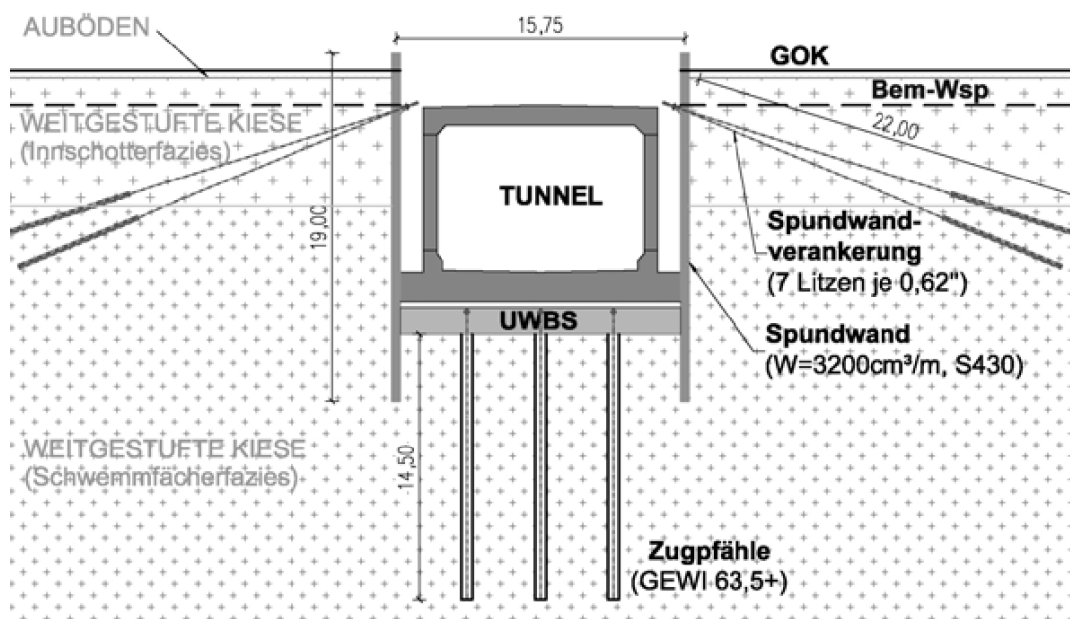


Abbildung 8.42: Systemquerschnitt der Startbaugrube West [10]

8.2.4 Berechnungsquerschnitt

Für die durchzuführenden Vergleichsberechnungen wurde der nördliche Querschnitt bei km 59 + 430 (siehe Abbildung 8.43) gewählt. Aufgrund der guten Übereinstimmung der durchgeführten Inklinometer- mit den Lot- und geodätischen Messungen kann von einer möglichst repräsentativen Verformungsmessung ausgegangen werden. Angesichts der ausreichenden Entfernung zur Bestandseisenbahntrasse und der nicht vorhandenen Bestandsbebauung können Fehler durch falsch angenommene Gebäude- und Verkehrslasten (Eisenbahnverkehr) ausgeschlossen werden.

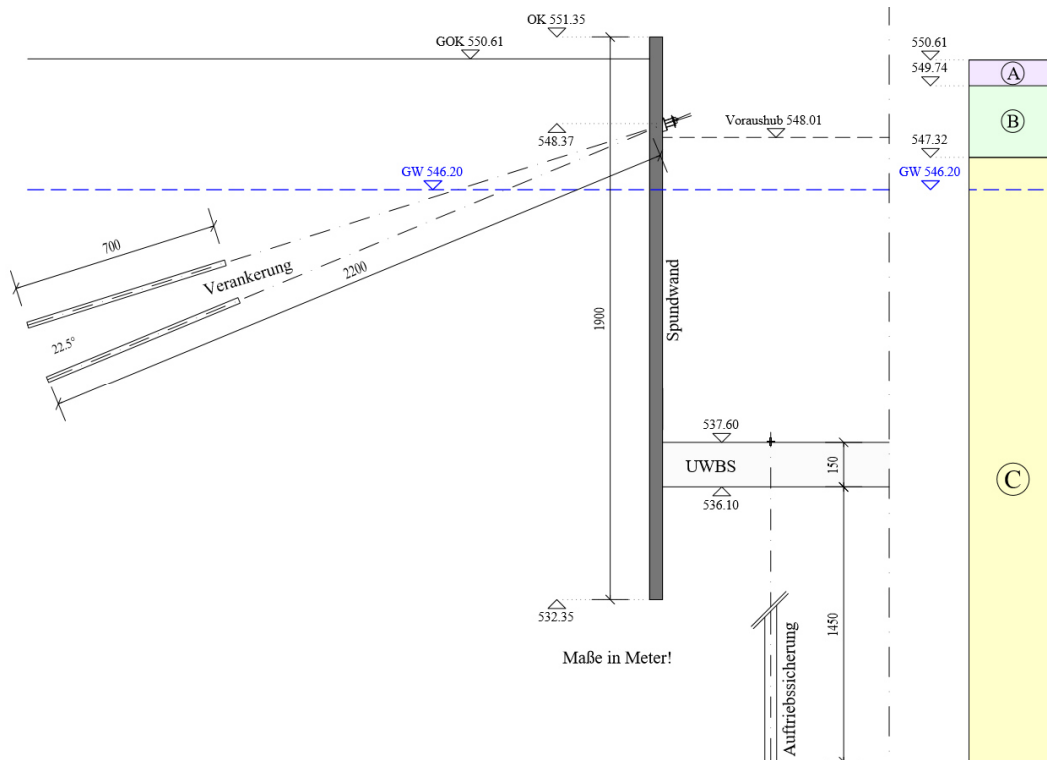


Abbildung 8.43: Berechnungsquerschnitt der Startbaugrube West

8.2.5 Betrachtete Lastfälle

Im Zuge der Berechnung werden drei unterschiedliche Lastfälle betrachtet, aus welchen die maßgebenden Schnittgrößen der Spundwandkonstruktion resultieren. Die Höhe des Wasserspiegels wird für alle Lastfälle mit 546,2 m ü.A. angenommen

- **Lastfall 1:**

Lastfall 1 (siehe Abbildung 8.44) bildet die Einbringung der Spundwand und den Voraushub bis zu einer Tiefe von drei Metern ab. Die Belastung der Aushub- und Baufahrzeuge wird durch eine flächige Last von $16,7 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

- **Lastfall 2:**

Nach Einbringung der 22 m langen Litzenanker in einem mittleren Winkel von 20° und der Aufbringung einer Vorspannkraft von 35 kN/m [74] erfolgt der Aushub bis zur geplanten Baugrubensohle (siehe Abbildung 8.45). Durch die Herstellung der Verankerung wird eine zusätzliche Stützung der Baugrubenwand im Kopfbereich der Spundwand erreicht, was eine Änderung des statischen Systems bewirkt. Die im Lastfall 1 vorliegende eingespannte Baugrubenumschließung wird im Lastfall 2 durch eine Auflagerung in der Höhe der Verankerung ergänzt. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des anstehenden Bodens kann davon ausgegangen werden, dass es zu keiner Wasserspiegeldifferenz inner- und außerhalb der Baugrube kommt. Es sei darauf hingewiesen, dass sich im Lastfall 2 die geringste Einbindesicherheit der Spundwand durch den niedrigsten möglichen Wasserspiegel ergibt.

Aufgrund des niedrigsten Grundwasserspiegels (der Boden oberhalb des Grundwasserspiegels steht unter Auftrieb) ergibt sich die größte auf die Spundwand einwirkende Erddruckverteilung.

- **Lastfall 3:**

In der nächsten Bauphase erfolgt die Einbringung der Unterwasserbetonsohle und dessen Verankerung mit vertikalen Zugpfählen (siehe Abbildung 8.46). Diese Maßnahmen sollen eine dichte Baugrube garantieren und die Lenzung der Baugrube ermöglichen.

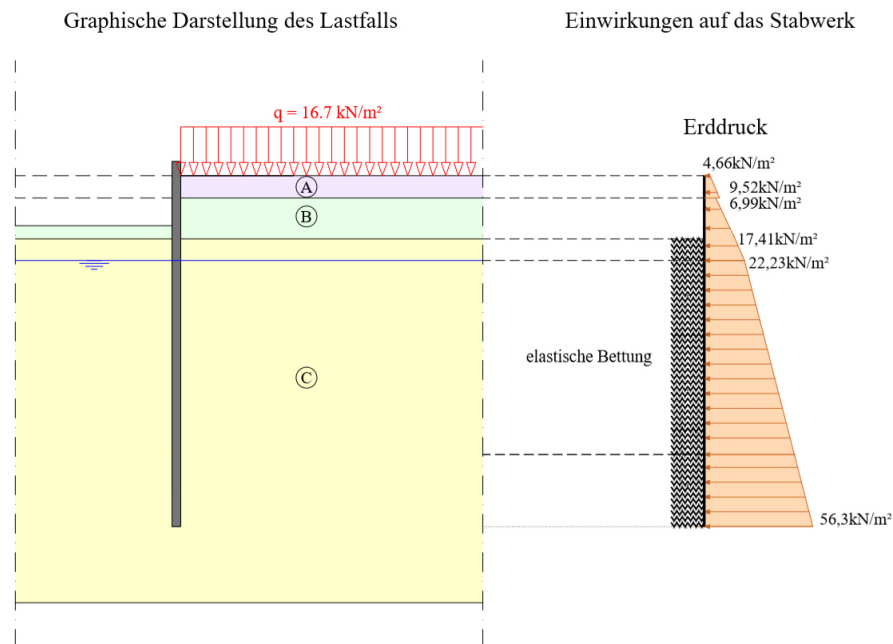


Abbildung 8.44: Lastfall 1 der Startbaugrube West

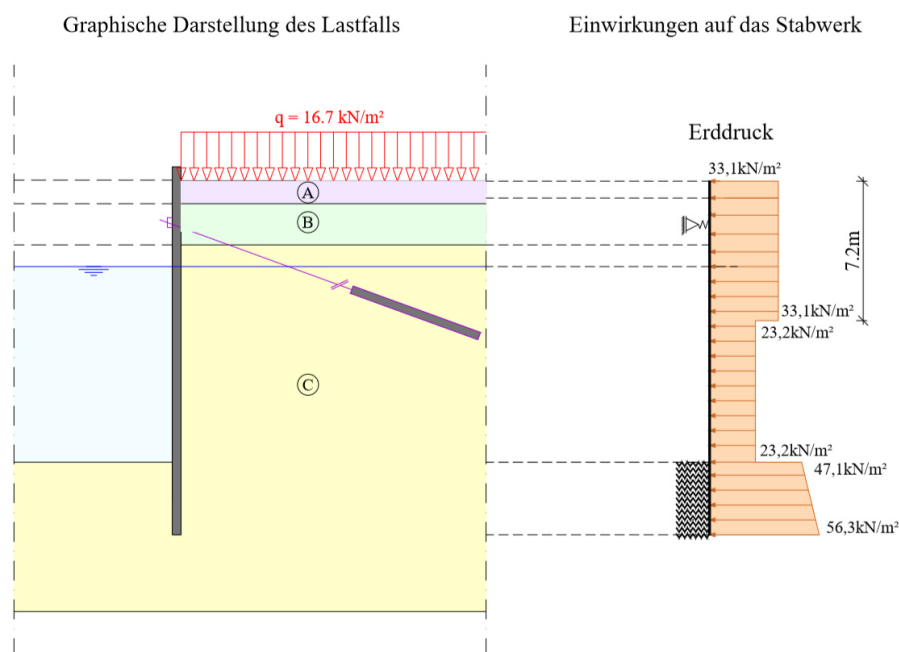


Abbildung 8.45: Lastfall 2 der Startbaugrube West

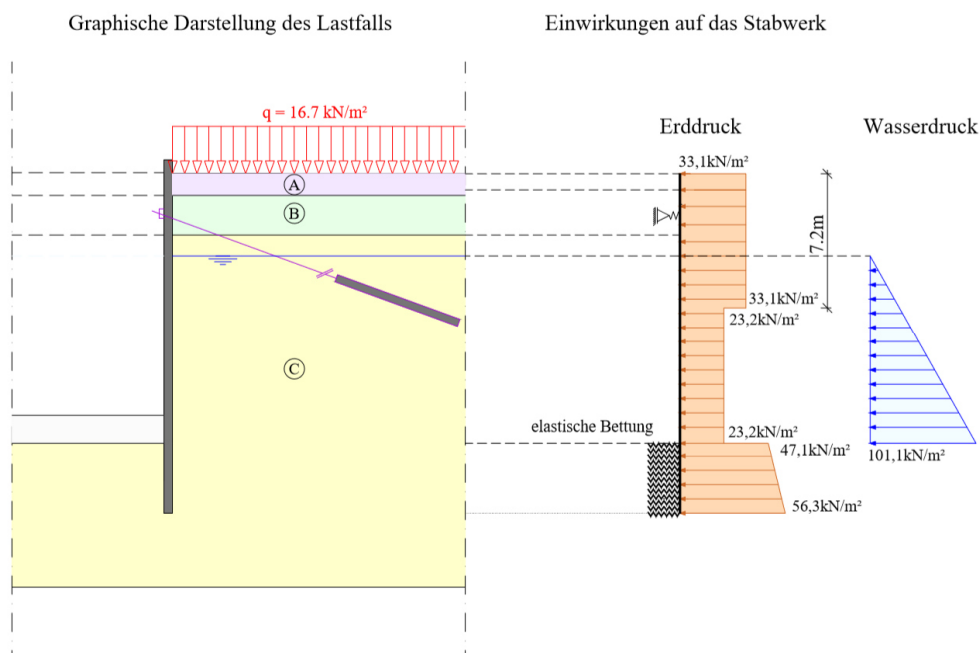


Abbildung 8.46: Lastfall 3 der Startbaugrube West

Für die Evaluierung der unterschiedlichen Berechnungsverfahren wird der Lastfall 2 herangezogen. Durch den Einbau der Unterwasserbetonsohle (Lastfall 3) erfolgt eine Lastumlagerung, deren genaue Vorhersage nicht möglich ist. Weiters resultieren die Schnittgrößen in Lastfall 3 zu einem großen Teil aus der entstehenden Wasserdruckbelastung. Der Lastfall 3 wird lediglich angeführt, um den vollständigen Bauablauf darzustellen.

8.2.6 Berechnungsvarianten

Wie bereits in Kapitel 8.1 werden nach Tabelle 8.9 unterschiedliche Berechnungsvarianten zur Modellierung des Erdaufagers mittels einer elastischen Bettung nach ÖNORM B4434 [58], RVS 09.01.41 [64] und EAB – EB102 [28] untersucht. Die Bestimmung der Bettungsmoduln ist Kapitel 8.1.8.4 zu entnehmen. Der Verlauf der Bettungsmoduln über die Tiefe des Bodenaufagers wird für die Berechnungsvarianten, denen das konventionelle Erddruckmodell zugrunde gelegt wird, als parabolische Funktion angenommen. Davon ausgenommen ist die Berechnungsvariante Ö5. Bei dieser erfolgt die Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes anhand der Inklinometermessung. Den Berechnungsvarianten der EB 102 wird ein konstanter Bettungsmodulverlauf zugrunde gelegt. Abgesehen davon erfolgt die Evaluierung des Verfahrens nach Blum sowie die Modellierung der Baugrubensituation anhand eines Finite Elemente Modells.

Tabelle 8.9: Zusammenfassung der Berechnungsvarianten der Startbaugrube West

Bez.	Rechen- verfahren	k_{sh} [MN/m³]	Bettungsmodulverlauf	Beschreibung
B1	Blum	-	-	Volle Einspannung im Fußbereich
Ö1	ÖNORM	80	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„geringste“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö2	ÖNORM	100	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„mittlere“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö3	ÖNORM	120	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	„höchste“ Werte der Bettungsmoduln laut Geotechnischem Gutachten
Ö4	ÖNORM	100	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant.	Variante Ö2 mit modifizierten Reibungswinkeln
Ö5	ÖNORM	-	Der Bettungsmodulverlauf (siehe Abbildung 8.12) wird anhand der Inklinometermessung bestimmt.	Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes aus Inklinometermessung
Ö6	ÖNORM	-	-	Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434
R1	RVS	100	In den ersten 5 m unter der Baugrubensohle steigt die Größe des Bettungsmoduls parabolisch an, danach bleibt dieser über die Tiefe konstant	Konventionelle Werte der Bettungsmoduln mit eing. Primärspannungen
E1	EB 102	27,1	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	StEIFemodulverfahren
E2	EB 102	20	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	Tabellenverfahren
E3	EB 102	27,1	Ein über die Tiefe konstanter Bettungsmodulverlauf	StEIFemodulverfahren mit modifizierten Reibungswinkeln
E4	EB 102	-	Der Bettungsmodulverlauf (siehe Abbildung 8.18) wird anhand des FE-Modelles bestimmt.	Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes mit Hilfe des FE-Modelles
E5	EB 102	-	-	Mobilisierungsfunktion
E6	EB 102	-	-	Mobilisierungsfunktion mit modifizierten Reibungswinkeln
P1	FEM	-	-	Berechnung gemäß Bodenkennwerten des Geotechnischen Gutachtens
P2	FEM	-	-	Berechnung mit modifizierten Bodenkennwerten

8.2.7 Berechnungsannahmen

8.2.7.1 Berechnung mittels Stabwerkmodellen

Die Berechnung wird mit dem Grundbauberechnungsprogramm *DC-Grundbau* [21] durchgeführt. Gemäß Tabelle 8.9 werden verschiedene Berechnungsvarianten untersucht. Im Zuge der Berechnung wurden folgende Annahmen getroffen:

- Der Berechnung werden die in Kapitel 8.2.8 angeführten Bodenkennwerte zugrunde gelegt.
- Die Erddruckbelastung auf der aktiven Verbauseite wird durch den aktiven Erddruck gebildet. Ein erhöhter aktiver Erddruck wird aufgrund der zu erwartenden Verformungen nicht angesetzt.
- Die Berechnung von Erddruckbeiwerten erfolgt gemäß ÖNORM B4434 [58]. Übersteigen die Reibungswinkel einen Wert von 35° , erfolgt die Berechnung der Erddruckbeiwerte gemäß DIN 4085.
- Eine Erddruckumlagerung wird für alle Berechnungsverfahren in Form von zwei Rechtecken angenommen [74]. Dadurch ist eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse möglich.
- Die berechneten Verformungen eines Lastfalles werden zur Gänze (100%) im nächsten Lastfall berücksichtigt.
- Grundwerte der horizontalen Bettungsmoduln und deren prinzipielle Verläufe über die Tiefe sind Tabelle 8.9 zu entnehmen. Die Bestimmung/Festlegung der Größe und Verläufe der Bettungsmoduln erfolgt in Kapitel 8.2.8.4 in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten und Schichten.
- Die vorliegende Verankerung wird als elastische Feder mit der Federsteifigkeit von $8000 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$ [74] angenommen. Die Vorspannkraft beträgt 35 kN/m [74].

8.2.7.2 Berechnung mittels FEM

Die Berechnungen der Baugrubenumschließung als Finite Elemente Modell erfolgt mithilfe des Programmes *Plaxis 2D* [62]. Für die Modellierung des anstehenden nichtbindigen Bodens wird das Hardening Soil Stoffmodell verwendet. Modellparameter sind in Tabelle 8.14 ersichtlich. Die Modellierung des Verbaukörpers (Spundwandtyp Larssen 607n) erfolgt durch ein elastisches Stoffmodell. Die Schubkräfte zwischen Verbaukörper und anstehendem Boden werden durch Interface Elemente ($R_{int} = 0,8$ [51]) übertragen. Aufgrund fehlender Laborversuche (z.B. Ödometerversuche) können keine Modellparameter für die Schicht (A) bestimmt werden. Aus diesem Grund wird als vereinfachende Annahme bei der Erstellung des FE-Modells die obenliegende Tonschicht (A) durch die Schicht (B) ersetzt. Die Bodenschicht (B) wird daher bis zur Geländeoberkante angenommen. Durch die geringe Mächtigkeit der Bodenschicht (A) und der Tatsache, dass sich diese nicht im Bodenauflagerbereich des Lastfalles 2 befindet, sind die möglichen Auswirkungen dieser Vereinfachung auf die Berechnung vernachlässigbar klein. Um die Auswirkungen der modifizierten Reibungswinkel zu untersuchen, wird einerseits die Variante P1 mit den Reibungswinkeln gemäß dem Geotechnischen Gutachten und andererseits die Berechnungsvariante P2 mit den in Kapitel 8.2.8.2 ermittelten modifizierten Reibungswinkeln

untersucht. Die Verankerung nahe dem Spundwandkopf wird durch einen „fixed end node anchor“ modelliert.

8.2.8 Boden-/Modellparameter

Bereits im Zug der UVE in den Jahren 1996 und 1997 wurde mit einer ersten Bohrkampagne die Bodenerkundung für die Errichtung des Abschnittes HS7 der Zulaufstrecke Nord begonnen. Während der 2002 durchgeführten Baugrunderkundung wurden die Bodenaufschlüsse entlang der geplanten Trasse weiter verdichtet. In allen Aufschlussphasen wurden neben in-situ-Versuchen zur Bestimmung der Festigkeits- und Durchlässigkeitskennwerte überdies Proben für Laboruntersuchungen entnommen. Aufgrund dieser Vielzahl an Versuchen kann auf ein breites Spektrum an Informationen für den anstehenden Boden zurückgegriffen werden.

8.2.8.1 Festgelegte Bodenkennwerte gemäß Geotechnischem Gutachten

Vom Geotechnischen Gutachter wurden für die statische Berechnung der Startbaugrube West die in Tabelle 8.10 angeführten Bodenparameter festgelegt.

Tabelle 8.10: Bodenkennwerte der anliegenden Schichten gemäß Geotechnischem Gutachten [11] der Startbaugrube West

	<i>Toniger Schluff (A)</i>	<i>Innschotterfazies (B)</i>	<i>Schwemmfächerfazies (C)</i>
Wichte	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte u. Wasser	$\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 12,0 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 12,0 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\varphi = 27,0^\circ$	$\varphi = 37,0^\circ$	$\varphi = 37,0^\circ$
Kohäsion	$c = 0$	$c = 0$	$c = 0$
Steifemodul	$E_s = 10 - 20 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 40 - 80 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 40 - 80 \text{ MN/m}^2$
Bettungsmodul	$k_s = 80 \text{ MN/m}^3$	$k_s = 100 \text{ MN/m}^3$	$k_s = 100 \text{ MN/m}^3$

8.2.8.2 Beispielhafte Berechnung von modifizierten Reibungswinkeln gemäß Hegert [39]

Aufgrund der durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Bodenkennwerte ist es möglich, auf Basis der bereits beim Berechnungsbeispiel Tunnel Rannersdorf verwendeten empirischen Zusammenhänge [32],[80], Reibungswinkel aus SPT und Rammsondierungen abzuleiten. Dabei muss aber darauf hingewiesen werden, dass derart abgeleitete Reibungswinkel nur mit großer Vorsicht zu verwenden sind! Die Gültigkeit dieser Zusammenhänge ist nur auf eine sehr geringe Bandbreite an Böden beschränkt und nicht allgemeingültig sind (vgl. Kapitel 8.1.8.2 und Anhang A). Im Zuge dieser Arbeit werden die durch Ramm- und Drucksondierungen abgeleiteten Reibungswinkel lediglich zur Evaluierung der Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln verwendet

Die Versuchsergebnisse der Innschotterfazies (B) und Schwemmfächerfazies (C) werden gemeinsam betrachtet. Aufgrund der vorliegenden Datensätze der Versuchsergebnisse sowie der in einander übergehenden Schichten ist eine strenge Unterteilung der beiden Bodenschichten nicht

möglich. Für eine tiefenabhängige Betrachtung der Werte erfolgt eine Einteilung in ein Tiefenintervall von drei Metern.

Rückrechnung des Reibungswinkels aus Rammsondierungen

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden Rammsondierungen mit einer schweren Rammsonde (DPH) durchgeführt. Daraus ergaben sich je nach Tiefenstufe variierende Schlagzahlen n_{10} . Mit Hilfe der gemessenen Schlagzahlen kann näherungsweise der Eindringwiderstand q_c ermittelt werden (siehe Gleichung (8.2)). Durch die Anwendung der Gleichung (8.3) können die in Tabelle 8.11 angeführten modifizierten Reibungswinkel abgeleitet werden. Dabei ist zu erkennen, dass der Reibungswinkel bereits in der Tiefenstufe drei bis sechs Meter bei rund 41° liegt und mit zunehmender Tiefe auf 42° ansteigt.

Gleichung (8.1) stellt für nicht bindige Böden (mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $\sim 2-6$) eine Approximation des Zusammenhanges zwischen dem Sondierspitzenwiderstand q_c einer Drucksondierung (CPT) und dem Reibungswinkel φ dar. Dem Geotechnischen Gutachten können für die betrachteten Bodenschichten Ungleichförmigkeitszahlen von größer als 11 (Maximum 850) entnommen werden. Daher können die mit Gleichung (8.1) abgeleiteten modifizierten Reibungswinkel höchstens als grobe Abschätzungen angesehen werden. Weiters sei daraufhin hingewiesen, dass Reibungswinkel für Kiese von mehr als 40° sehr hoch sind und in der Natur nur selten vorkommen.

Tabelle 8.11: Schlagzahlen n_{10} der Rammsondierungen und daraus abgeleitete modifizierte Reibungswinkel $\varphi_{mod.}$ der Startbaugrube West

	3 - 6 m		6 - 9 m		9 - 12 m		12 - 15 m		15 - 18 m		18 - 21 m	
	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$
Mittelwert	17	41°	16	41°	16	41°	20	42°	22	42°	20	42°
5% - Fraktile	16	41°	16	41°	16	41°	19	42°	21	42°	18	42°
95% - Fraktile	17	41°	17	41°	17	41°	21	42°	23	42°	21	42°

Rückrechnung des Reibungswinkels aus Drucksondierungen

Der verwendete empirische Zusammenhang zwischen Schlagzahl und Reibungswinkel (siehe Tabelle A.1) entstammt den Unterlagen [32] des deutschen Bundesamtes für Wasserwirtschaft und wurde speziell für sandige Böden des Norddeutschen Raumes erstellt. Die angeführten Zusammenhänge sind daher anhand einer kleinen Bandbreite an Böden abgeleitet und nicht allgemeingültig (vgl. Kapitel 8.1.8.2 und Anhang A). Die aus den SPT-Tests abgeleiteten Reibungswinkel stellen somit bestenfalls eine Abschätzung der tatsächlichen Bodenverhältnisse dar und sind nur mit großer Vorsicht für weitere Berechnungen zu verwenden.

Nach Tabelle A.1 ergeben sich für die entsprechenden Tiefenstufen folgende modifizierte Reibungswinkel:

Tabelle 8.12: Ermittlung von modifizierten Reibungswinkeln $\varphi_{mod.}$ anhand von SPT; Startbaugrube West

	3 - 6 m		6 - 9 m		9 - 12 m		12 - 15 m		15 - 18 m		18 - 21 m	
	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$	n_{10}	$\varphi_{mod.}$
Mittelwert	25	38°	35	40°	32	39°	27	38°	35	40°	33	39°
5% -Fraktile	8	32°	8	33°	11	35°	8	32°	18	37°	16	36°
95%-Fraktile	41	40°	68	40°	50	40°	47	40°	53	40°	47	40°

Schlussfolgerung und Gegenüberstellung der berechneten Reibungswinkel

Die ermittelten modifizierten Reibungswinkel sind in Abbildung 8.47 graphisch dargestellt. Zusätzlich zu den aus Rammsondierungen und Standard Penetration Tests abgeleiteten Werten wird der Mittelwert der durchgeführten Scherversuche angeführt. Es ist erkennbar, dass die mithilfe empirischer Zusammenhänge ermittelten Werte deutlich unter jenen der versuchstechnisch ermittelten zu liegen kommen. Für die Berechnung wird ein modifizierter Reibungswinkel von 42° für die Bodenschichten der Innschotterfazien und Schwemmfächerfazien angenommen.

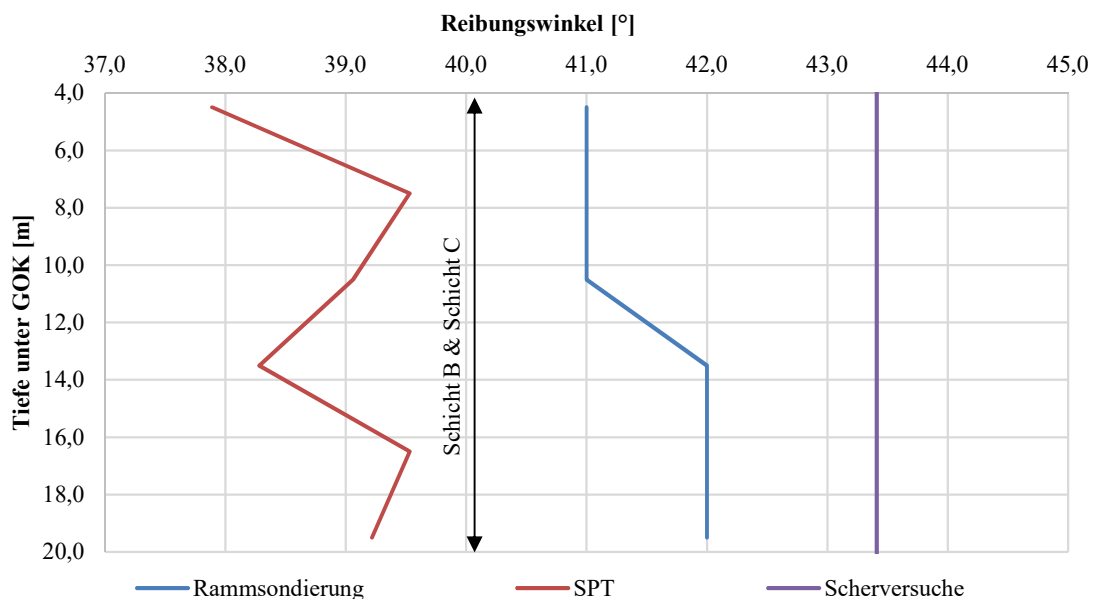


Abbildung 8.47: Verlauf der aus Rammsondierung und SPT abgeschätzten und aus Scherversuchen ermittelten Reibungswinkel über die Tiefe (Darstellung der Mittelwerte)

8.2.8.3 Berechnung der Modellparameter für das HS-Modell

Für die Bestimmung der HS-Modellparameter wird auf die in Tabelle 4.1 angeführten Näherungsformeln zur Ermittlung der Modellparameter des Hardening Soil Modells zurückgegriffen. Das Geotechnische Gutachten enthält Angaben zu den Steifemoduln der einzelnen Schichten. Die Bestimmung der erforderlichen Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} bei einem Druck von 100 kN/m² erfolgt anhand von Gleichung (8.3). Durch iterative Wahl der Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} wird der tiefenabhängige Ödometermodul $E_{oed}(z)$ so lange angepasst, bis dieser mit der

vorgegebenen Bandbreite des Steifemoduls ausreichend genau übereinstimmt. Durch Annahme eines für nichtbindige Böden üblichen Wertes für den Parameter m von 0,55 [51] sowie die Wahl von E_{oed}^{ref} mit 50 MN/m² (für die Schicht (B) und (C)) ergibt sich der in Abbildung 8.48 dargestellte Verlauf des Ödometermoduls über die Tiefe der Baugrube. Die genaue Berechnung ist in Tabelle 8.13 zu entnehmen. Der berechnete $E_{oed}(z)$ -Verlauf bewegt sich über die gesamte Spundwandlänge in der vorgegebenen Bandbreite (40 bis 80 kN/m²) und erreicht im Bereich des Bodenaufagers die obere Grenze des angeführten Steifemoduls (80 kN/m²). Vergleicht man die anhand des Steifemoduls abgeschätzte Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} mit Werten aus der Literatur [47],[52],[67] – hier werden für dicht gelagerte Kiese Referenzsteifigkeiten E_{oed}^{ref} von mehr als 50 MN/m² angeführt – so erkennt man, dass diese vergleichsweise gering ist.

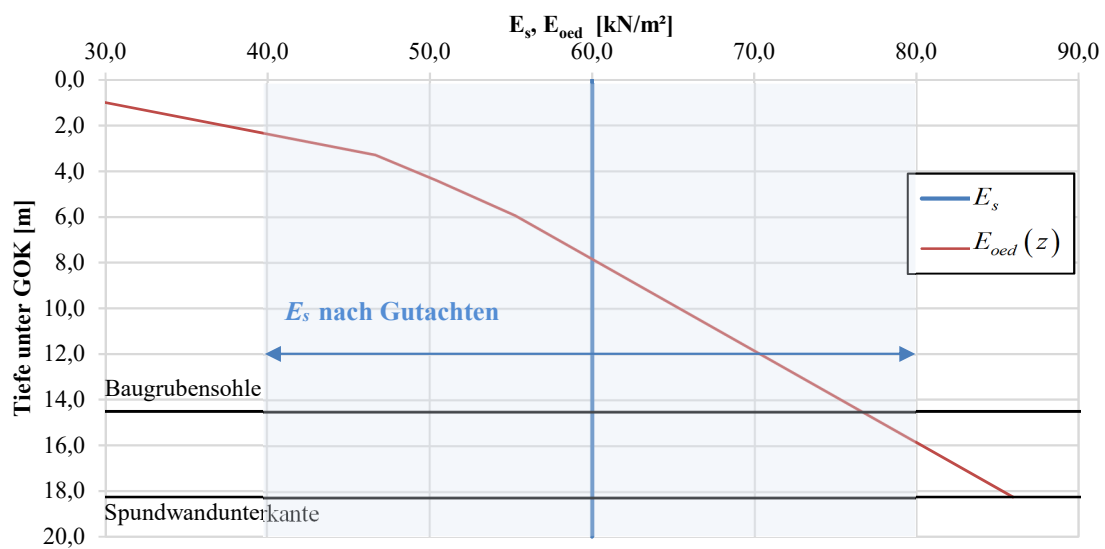


Abbildung 8.48: Verlauf des kalibrierten Ödometermoduls E_{oed}^{ref} über die Tiefe der Startbaugrube West und des Steifemoduls E_s gemäß Geotechnischem Gutachten

Tabelle 8.13: Eingangswerte zur Bestimmung des Verlaufes des Ödometersmoduls nach Gleichung (8.3); Startbaugrube West

Höhe [m ü.A.]	Tiefe unter GOK [m]	γ_r [kN/m ³]	σ_1 [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [MN/m ²]	m [-]	E_{oed} [MN/m ²]
550,61	0,00	20	0,00	30,00	0,55	0,00
549,74	0,87	20	17,40	30,00	0,55	11,47
549,74	0,87	21	17,40	50,00	0,55	19,11
547,32	3,29	21	68,22	50,00	0,55	40,52
547,32	3,29	21	68,22	50,00	0,55	40,52
546,20	4,41	12	81,66	50,00	0,55	44,73
544,67	5,94	12	100,00	50,00	0,55	50,00
532,35	18,26	12	247,86	50,00	0,55	82,37

Durch Verwendung des abgeschätzten Ödometermoduls E_{oed}^{ref} können anhand der Näherungsformeln von *Von Wolffersdorff* [86] (siehe Tabelle 4.1) die spannungsabhängigen Steifigkeitsmoduln bestimmt werden. Somit ergeben sich die in Tabelle 8.14 angeführten Modellparameter für das HS-Modell.

Tabelle 8.14: Zusammenfassung der Bodenkennwerte für das HS-Modell der Startbaugrube West

	Weitgestufter Kies [B]	Weitgestufter Kies [C]	
E_{50}^{ref}	50,0	50,0	MN/m ²
E_{oed}^{ref}	50,0	50,0	MN/m ²
E_{ur}^{ref}	150,0	150,0	MN/m ²
c	0,0	0,0	MN/m ²
m	0,55	0,55	[]
ψ	7,0	7,0	°
φ	37,0	37,0	°
φ_{mod}	42,0	42,0	°
γ	21,0	21,0	kN/m ³
γ'	12,0	12,0	kN/m ³

8.2.8.4 Bestimmung der Bettungsmoduln

ÖNORM B4434

a) Angabe des Bettungsmoduls gemäß Geotechnischen Gutachten – Berechnungsvariante Ö1 bis Ö4

Im Geotechnischen Gutachten [11] wird für die Schichten der Schwemmfächer- (C) und Innschotterfaszien (B) ein Bettungsmodul von $k_{sh} = 100 \text{ MN/m}^3$ angeführt. Um die Auswirkungen des Bettungsmoduls auf das Verformungsverhalten der Baugrubenkonstruktion zu untersuchen, werden drei Berechnungsvarianten (Ö1 bis Ö3) mit unterschiedlichen Abstufungen des Bettungsmoduls verwendet.

- Ö1: $k_{sh} = 80 \text{ MN/m}^3$ „geringster“ Wert des Bettungsmoduls
- Ö2: $k_{sh} = 100 \text{ MN/m}^3$ „mittlerer“ Wert des Bettungsmoduls
- Ö3: $k_{sh} = 120 \text{ MN/m}^3$ „höchster“ Wert des Bettungsmoduls

Mit der Berechnungsvariante Ö4 wird die Auswirkung von modifizierten Reibungswinkeln auf die Schnittgrößenverläufe der Baugrubenwand evaluiert.

- Ö4: $k_{sh} = 100 \text{ MN/m}^3$ „mittlerer“ Wert des Bettungsmoduls in Kombination mit modifizierten Reibungswinkeln

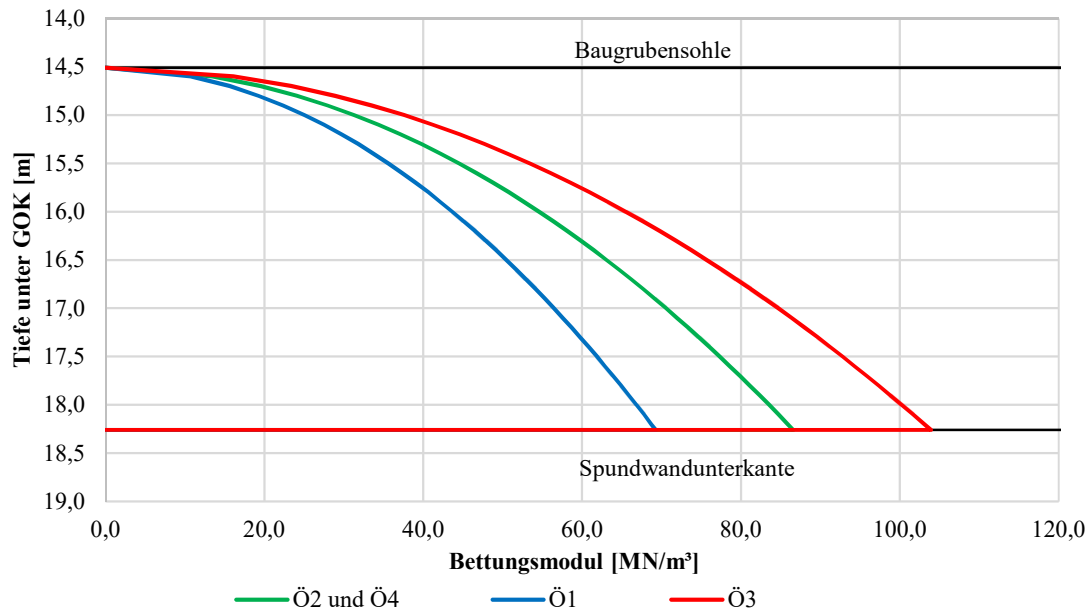


Abbildung 8.49: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten Ö1, Ö2, Ö3 und Ö4;
Startbaugrube West

Bettungsmodulberechnung mittels Inklinometermessung – Berechnungsvariante Ö5

Mithilfe der vorhandenen Inklinometermessung ist eine Rückrechnung des Bettungsmodulverlaufes möglich. Für die Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes werden der Berechnung vereinfachend die passiven Erddruckspannungen zugrunde gelegt. Der resultierende Bettungsmodulverlauf ist in Abbildung 8.50 ersichtlich. Die Ermittlung der Bettungsmodulgrößen je Tiefenstufe ist Tabelle C.4 zu entnehmen.

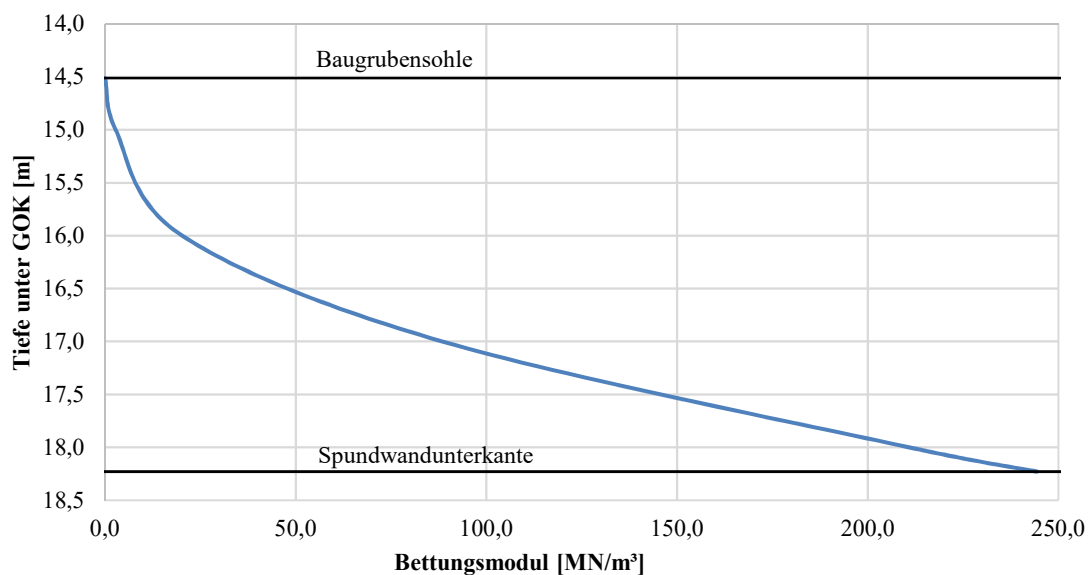


Abbildung 8.50: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante Ö5 (Rückrechnung aus der
Inklinometermessung); Startbaugrube West

RVS 09.01.41:

Wie bereits in Kapitel 8.1 wird auch beim gegenständlichen Beispiel eine alternative Berechnungsvariante untersucht. Die Berechnung anhand Berechnungsvariante R1 erfolgt durch Kombination des eingepprägten Primärspannungszustandes und der Bettungsmodulgrößen des konventionellen Verfahrens. Damit soll die in der RVS 09.01.41 [64] angeführte Behauptung evaluiert werden, nach der diese Kombination zu steife Baugrubenkonstruktionen simuliert. Dafür wird folgende Berechnungsvariante verwendet:

R1: $k_{sh} = 100 \text{ MN/m}^3$ in Kombination mit einem eingepprägten Primärspannungszustand

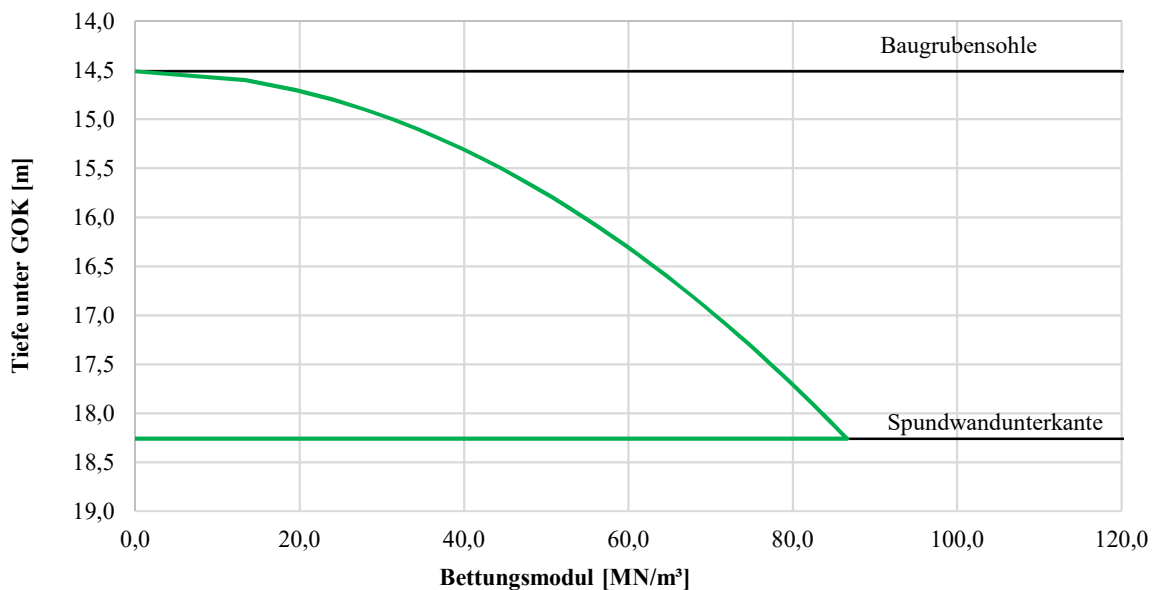


Abbildung 8.51: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante R1; Startbaugrube West

EB 102:**a) Ermittlung mittels Steifemoduls – Berechnungsvariante E1 und E3**

Für die Abschätzung des Steifemoduls nach Gleichung (3.33) sind die von der Bettung erfasste Einbindetiefe t_B und der Steifemodul E_s erforderlich. Anhand Tabelle 8.10 ergibt sich der Steifemodul zu:

$$E_s = 40 - 80 \text{ MN/m}^2$$

Zur Berechnung der Einbindetiefe sind folgende Eingangswerte erforderlich:

$$\gamma_{Kies} = 12,0 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Berechnung siehe Anhang C})$$

$$p_v = 232,94 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{ph} = 10,06 \quad (\text{aus DC-Grundbau})$$

$$K_{0h} = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 37,0 = 0,398$$

Die Berechnung von z_e erfolgt gemäß Gleichung (3.70):

$$z_e = \frac{K_0}{K_{ph} - K_0} \cdot \frac{p_{v,k}}{\gamma_k} = \frac{0,398}{10,06 - 0,398} \cdot \frac{232,94}{12,0} = 0,80 \text{ m} \quad (8.11)$$

Daraus folgt die Einbindetiefe t_B zu:

$$t_B = l_{\text{Spunwand}} - l_{\text{Aushub}} - z_e = 18,23 - 14,51 - 0,80 = 2,95 \text{ m} \quad (8.12)$$

Somit ergibt sich für die Berechnungsvariante E1 Bettungsmodul zu:

$$k_{sh} = \frac{E_s}{t_B} = \frac{80}{2,95} = 27,1 \text{ MN/m}^3 \quad (8.13)$$

- E1: $k_{sh} = 27,1 \text{ MN/m}^3$

Der Berechnungsvariante E3 wird ebenfalls die Bettung nach Gleichung (8.13) zugrunde gelegt, jedoch wird die Berechnung mit den modifizierten Reibungswinkeln nach Kapitel 8.2.8.2 durchgeführt.

- E3: $k_{sh} = 27,1 \text{ MN/m}^3$ in Kombination mit dem modifizierten Reibungswinkel

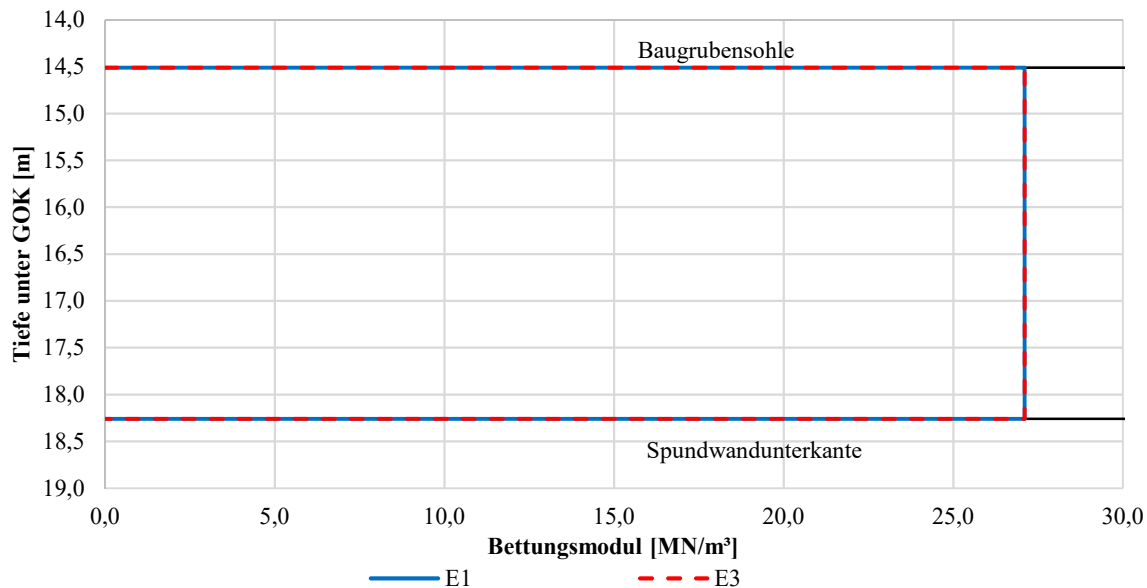


Abbildung 8.52: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante E1 und E3; Startbaugrube West

b) Tabellenverfahren – Berechnungsvariante E2

Bei den anstehenden Bodenschichten (Innschotter- und Schwemmfächerfazien) handelt es sich um sehr dicht gelagerte nichtbindige Böden. Nach Tabelle 6.6 folgt für einen dicht gelagerten Kies ein Bettungsmodul von $k_{sh} = 20 \text{ MN/m}^3$. Es ist jedoch anzumerken, dass sich die in Tabelle 6.6 angeführten Bettungsmoduln auf einen Mobilisierungsgrad von 100% beziehen. Wie der Berechnung der Biegelinie zufolge einer Mobilisierungsfunktion zu entnehmen ist (siehe Kapitel 8.1.9), liegt der Mobilisierungsgrad bei rund 45%. Aufgrund des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen dem Mobilisierungsgrad und dem Bettungsmodul müsste eigentlich ein höherer Bettungsmodul angenommen werden.

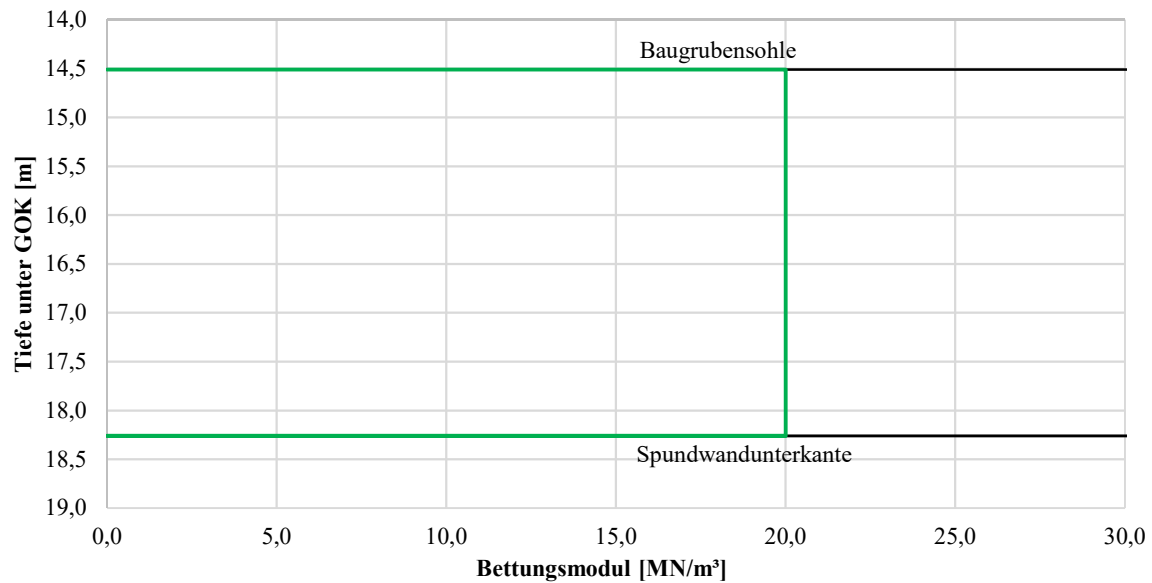


Abbildung 8.53: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante E2; Startbaugrube West

c) Rückrechnung aus FEM-Berechnungen – Berechnungsvariante E4

Zur Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes anhand einer Finite Elemente Modellierung wird das Berechnungsprogramm *Plaxis 2D* [62] verwendet. Die zur Durchführung der Berechnung erforderlichen Annahmen sind Kapitel 8.2.7.2 zu entnehmen. Aus der FE-Berechnung resultieren die Verläufe der bettungswirksamen Spannungen (siehe Abbildung 8.55) sowie der Verformungsverlauf im Bereich des Bodenaufagers (siehe Abbildung 8.54). Durch die Verknüpfung der beiden Ergebnisverläufe nach Gleichung (3.36) ergibt sich der in Abbildung 8.56 über die Tiefe ab Baugrubensohle aufgetragene Bettungsmodulverlauf.

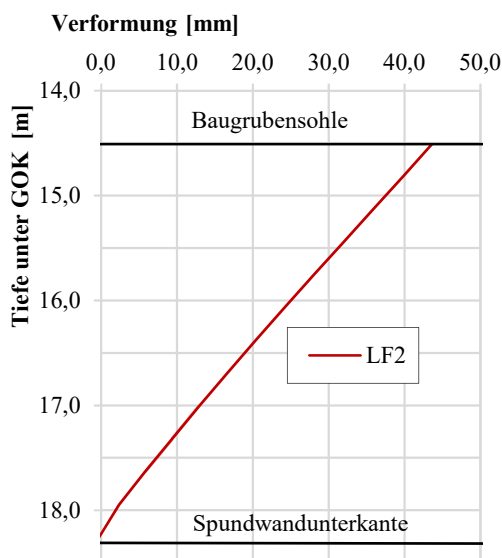


Abbildung 8.54: Verformungsverlauf im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Startbaugrube West

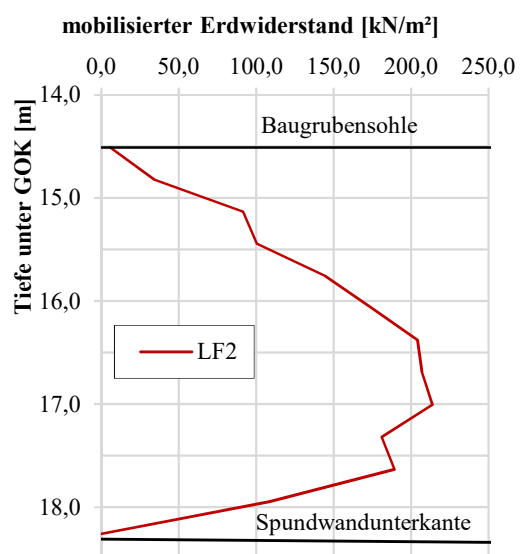


Abbildung 8.55: Mob. Erdwiderstand im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Startbaugrube West

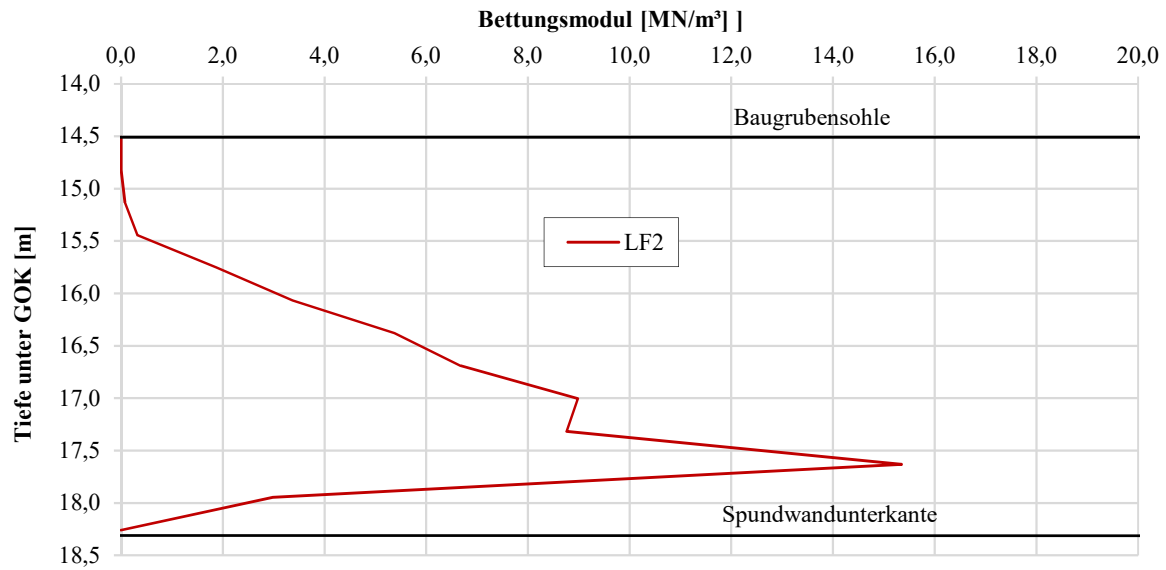


Abbildung 8.56: Ermittelter Bettungsmodulverlauf im Fußbereich aus der FE-Berechnung der Startbaugrube West

8.2.9 Gegenüberstellung der ermittelten Bettungsmodulverläufe

Um einen Überblick über die ermittelten Bettungsmodulverläufe zu erhalten, sind diese in den Abbildungen 8.57 und 8.58 gegenübergestellt. Aufgrund des verwendeten Erddruckmodelles (mit/ohne eingepägten Primärspannungen) sind große Unterschiede in den verwendeten Bettungsmodulverläufen vorhanden. Aus diesem Grund werden die Bettungsmodulverläufe in zwei getrennten Abbildungen dargestellt. In Abbildung 8.57 sind alle Berechnungsvarianten mit eingepägtem Primärspannungszustand dargestellt. Abbildung 8.58 beinhaltet alle Berechnungsvarianten die ohne Berücksichtigung eines eingepägten Primärspannungszustandes durchgeführt werden. Beim Vergleich der Bettungsmodulverläufe ist erkennbar, dass der aus der Inklinometermessung abgeleitete Bettungsmodulverlauf im Bereich der Spundwandunterkante die anderen Bettungsmodulverläufe bei Weitem übersteigt.

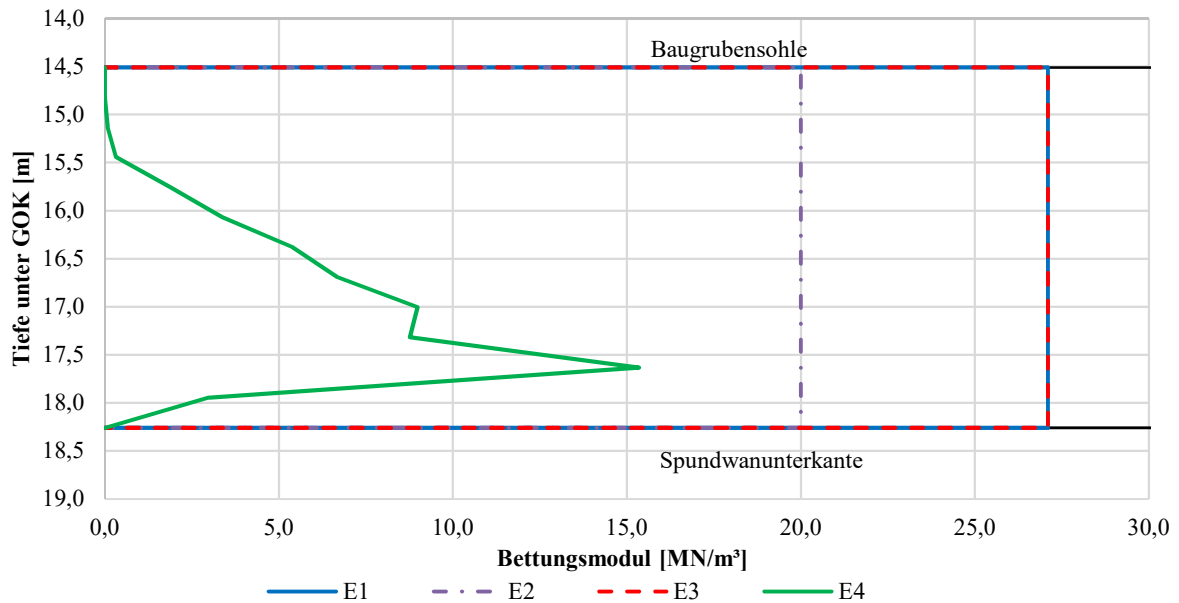


Abbildung 8.57: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die eine Berücksichtigung von eingprägten Primärspannungen vorsehen, Startbaugrube West

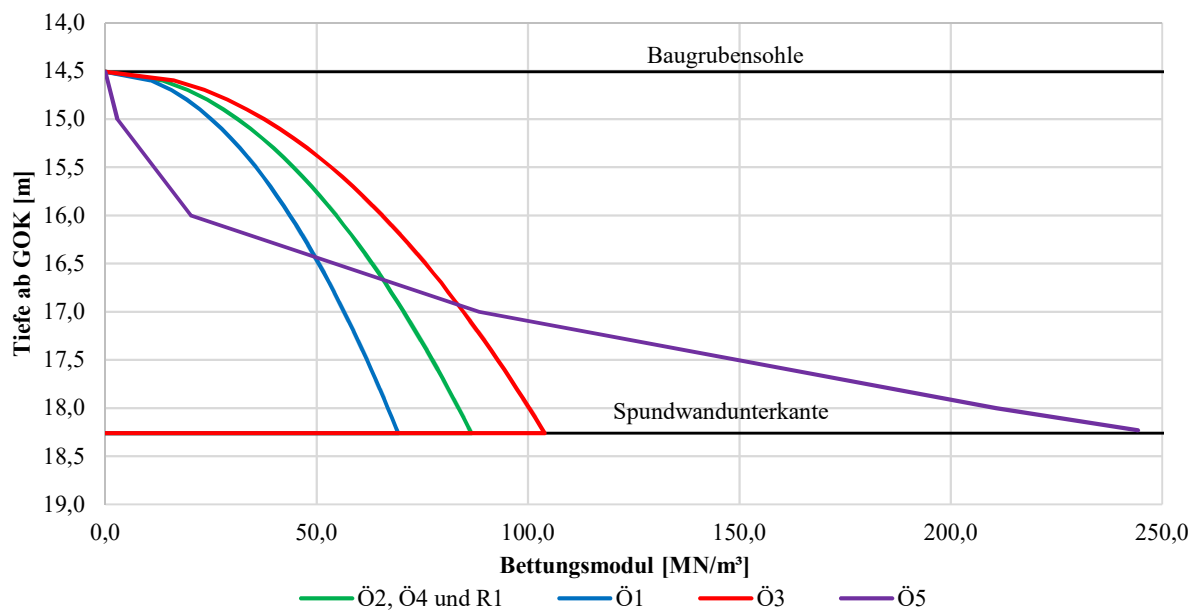


Abbildung 8.58: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die keine Berücksichtigung von eingprägten Primärspannungen vorsehen; Startbaugrube West

8.2.10 Berechnung von Verformungen mithilfe von Mobilisierungsfunktionen

Wie bereits in Kapitel 8.1.9 beschrieben, kann zur Vereinfachung der im Bodenauflegerbereich auftretenden Erddruckwiderstandsspannungen ein festes Auflager angenommen werden. Mithilfe von Mobilisierungsfunktionen für den Erdwiderstand kann in weiterer Folge die Bodenauflagerverschiebung in einer Stabwerksberechnung berücksichtigt werden. Im Folgenden werden die der ÖNORM B4434 [58] enthaltene Mobilisierungsfunktionen sowie der Mobilisierungsansatz von *Besler* [15] anhand der durchgeführten Inklinometermessung evaluiert.

8.2.10.1 ÖNORM B4434 – Berechnungsvariante Ö6

Die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen können gemäß ÖNORM B4434 nach Gleichung (6.7) in Abhängigkeit von den Bodenverformungen bestimmt werden. Anhand der durchgeführten Inklinometermessung (siehe Anhang C) ist eine Einspannung der Spundwandkonstruktion zu erkennen. Für die Modellierung einer Einspannung empfiehlt *Hettler* [40] eine parabelförmige Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen (siehe Abbildung 8.59). Die maximal mobilisierbare Erddruckkraft $E_{ph,max}$ ergibt sich mit dem passiven Erddruckbeiwert $K_{ph} = 10,1$ (Berechnung mit *DC Grundbau*) zu 849,2 kN.

$$E_{ph,max} = \frac{t_{Einbindelänge}^2 \cdot \gamma}{2} \cdot K_{ph} = \frac{3,75^2 \cdot 12}{2} = 849,2 \text{ kN} \quad (8.14)$$

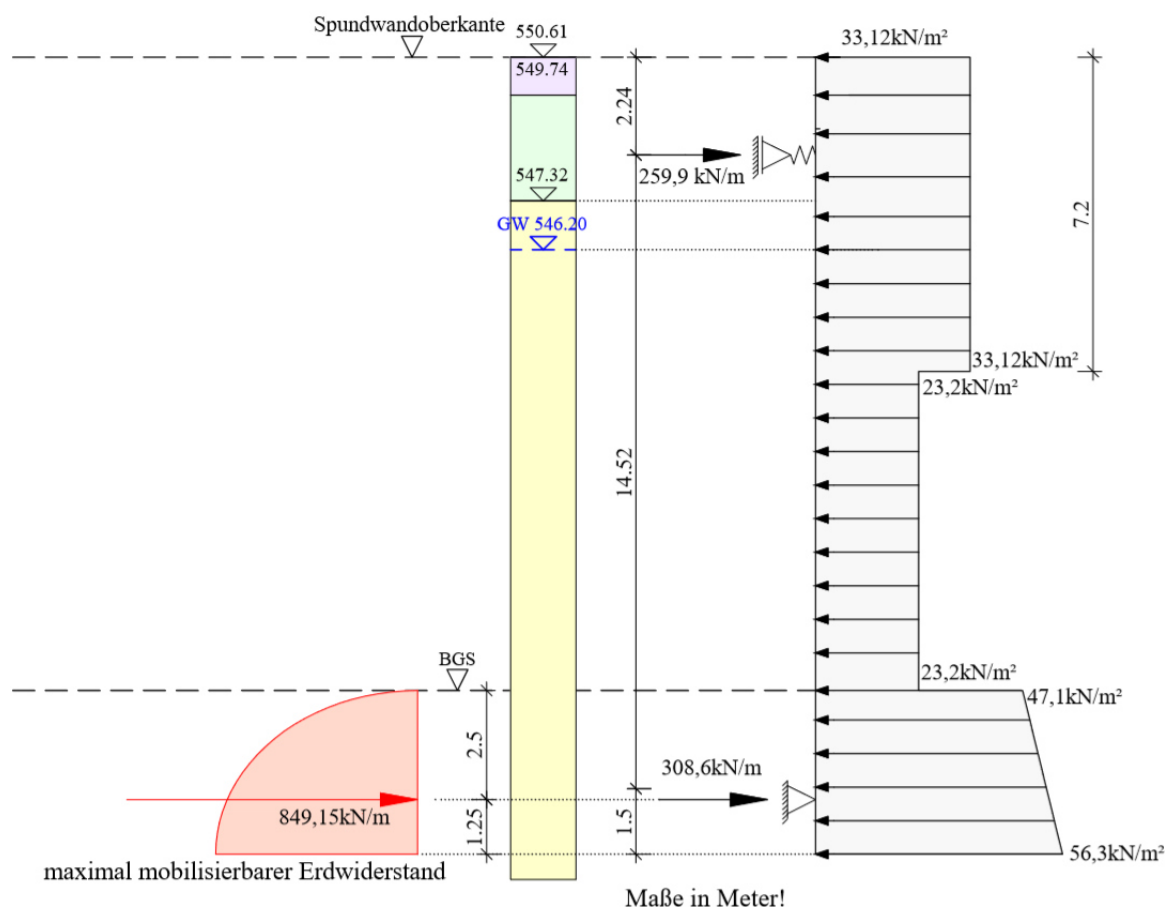


Abbildung 8.59: Stabwerkmodell der Startbaugrube West mit umgelagerter Erddruckbelastung

Wird die in Abbildung 8.43 dargestellte Spundwandkonstruktion zu dem in Abbildung 8.59 angeführten statisch bestimmten Stabwerksmodell vereinfacht, ergibt sich aufgrund der Belastung mit dem umgelagerten Erddruck (Berechnung siehe Anhang C) eine mobilisierte Bodenauflagerkraft von 308,6 kN/m. Daraus resultiert ein Mobilisierungsgrad von:

$$\mu = \frac{mob.E_{ph,k}}{E_{ph,k}} = \frac{308,6}{849,2} = 0,36 = 36\% \quad (8.15)$$

Für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion wird eine Verschiebung im Bruchzustand μ_B von zehn Prozent der Wandlänge angenommen. In der Höhe der Resultierenden der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen ergibt sich eine passive Erddruckspannung von 271,7 kN/m² und eine Erdruhedruckspannung von 10,8 kN/m² (Berechnung siehe Anhang B). Somit kann die Mobilisierungsfunktion wie folgt angeschrieben werden:

$$e'_{ph} = 10,8 + (271,7 - 10,8) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{1,82} \right)^2 \right]^{0,7} \quad (8.16)$$

Nach Auswertung der Gleichung (8.16) für einen Mobilisierungsgrad von 36% ergibt sich eine bezogene Verschiebung u/u_B von 0,112. Daraus folgt eine Verschiebung in Höhe des Bodenaufagers von:

$$u_{\text{Bodenaufleger}} = \frac{u}{u_B} \cdot x_{\text{Bodenaufleger}} \cdot \frac{u_B}{h_{\text{wand}}} = 0,112 \cdot 1,25 \cdot 10\% = 0,014\text{m} = 1,40\text{ cm} \quad (8.17)$$

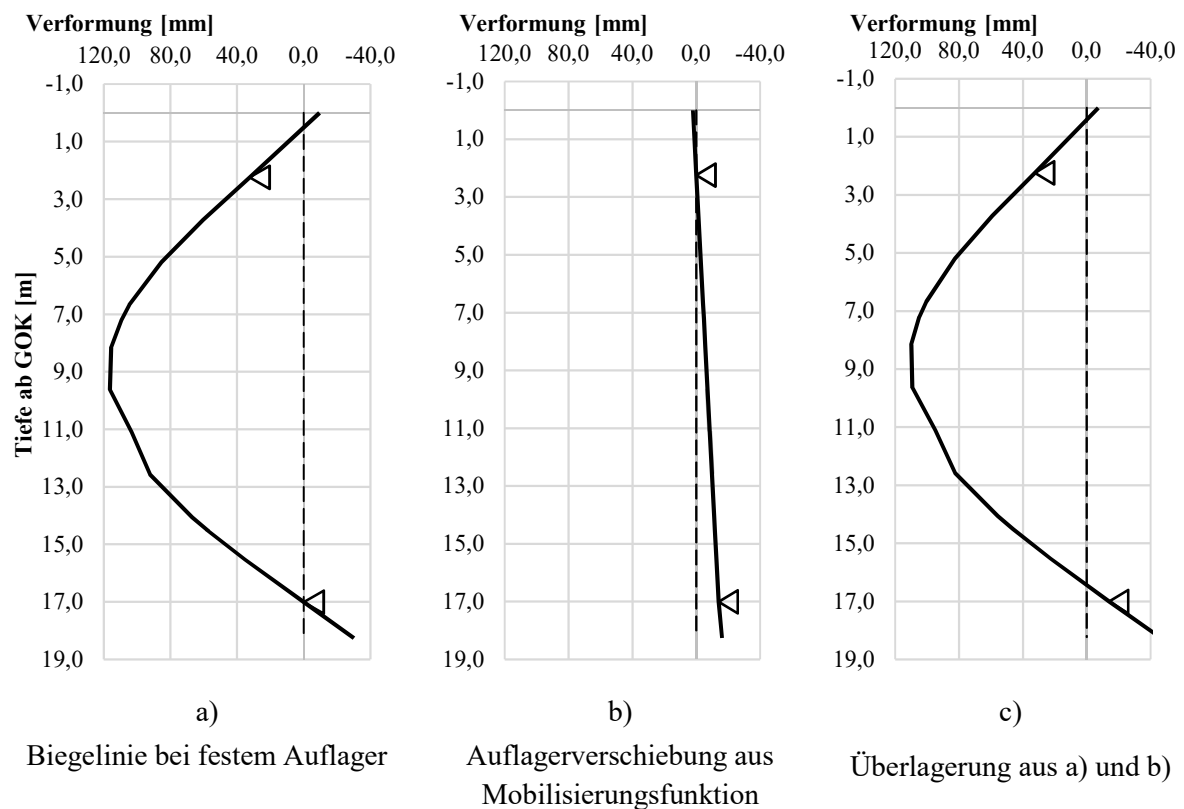


Abbildung 8.60: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434

Die Wandverschiebung des statisch bestimmten Trägermodells auf zwei Auflagern ergibt die in Abbildung 8.60a dargestellte Biegelinie. Mithilfe der formulierten Mobilisierungsfunktion kann die Verschiebung des Fußauflagers mit 1,40 cm (siehe Abbildung 8.60b) bestimmt werden. Eine Substitution der beiden ermittelten Verformungsverläufe ist aufgrund des statisch bestimmten

Stabwerksmodells möglich. Daraus folgt die in Abbildung 8.60c dargestellte resultierende Biegelinie mit einer maximalen Feldverformung von rund 109 mm.

8.2.10.2 EAB – EB 102 – Berechnungsvariante E5 und E6

Wie bereits in Kapitel 8.1.10.2 wird den Berechnungsvarianten E5 und E6 die Mobilisierungsfunktion von *Besler* zugrunde gelegt. Die Berechnungsvariante E6 wird nach den Empfehlungen von *Hegert* [39] mit dem in Kapitel 8.2.8.2 ermittelten modifizierten Reibungswinkel durchgeführt.

Berechnung mit Reibungswinkeln gem. geotechnischem Gutachten – Berechnungsvariante E5

Die Berechnung erfolgt wie bereits bei der Formulierung der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 mit einer parabelförmigen Mobilisierung der Erdwiderstandsspannungen. Somit können folgende Ergebnisse aus Abbildung 8.59 und Gleichung (8.16) übernommen werden:

- $E_{ph,max} = 849,2 \text{ kN}$
- $E_{mob} = 308,6 \text{ kN}$
- $\mu = 36\%$

Die Berechnung der für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* relevanten Faktoren ist Anhang C zu entnehmen. Nach Einsetzen der berechneten Funktionskonstanten A , B und C und der Verschiebung im Bruchzustand s_B in Gleichung (3.41) lässt sich die Mobilisierungsfunktion wie folgt anschreiben:

$$K'_{ph} = 17,18 + \frac{-12,36}{0,94 + \frac{s}{1,31}} \quad (8.18)$$

Die Biegelinie des auf zwei Auflagern gestützten Stabwerks (siehe Abbildung 8.59) ist Abbildung 8.61a zu entnehmen. Die vorhandene Vorbelastung E_V im Bereich des Erdaufagers beträgt nach dem Erddruckmodell der EAB [28] 320,6 kN/m. Diese ist somit größer als die mobilisierbare Erdaufagerkraft E_{mob} . Da keine Überschreitung der Vorbelastung E_V erreicht wird, werden keine Bodenaufagerverformungen mobilisiert. Der resultierende Verformungsverlauf entspricht somit Abbildung 8.61a. Im Fußbereich ist jedoch eine deutliche Rückdrehung des Spundwandfußes erkennbar, die in der Realität nicht auftritt. Gemäß EAB [28] darf die Biegelinie im Bereich des Spundwandfußes so angepasst werden, dass sie am Spundwandfuß mit dem Wert Null endet (siehe Kapitel 6.4.3.1.1). Die Korrektur der in Abbildung 8.61a angeführten Biegelinie führt auf die in Abbildung 8.61c dargestellte Biegelinie. Dabei tritt eine maximale Feldverformung von rund 116 mm auf.

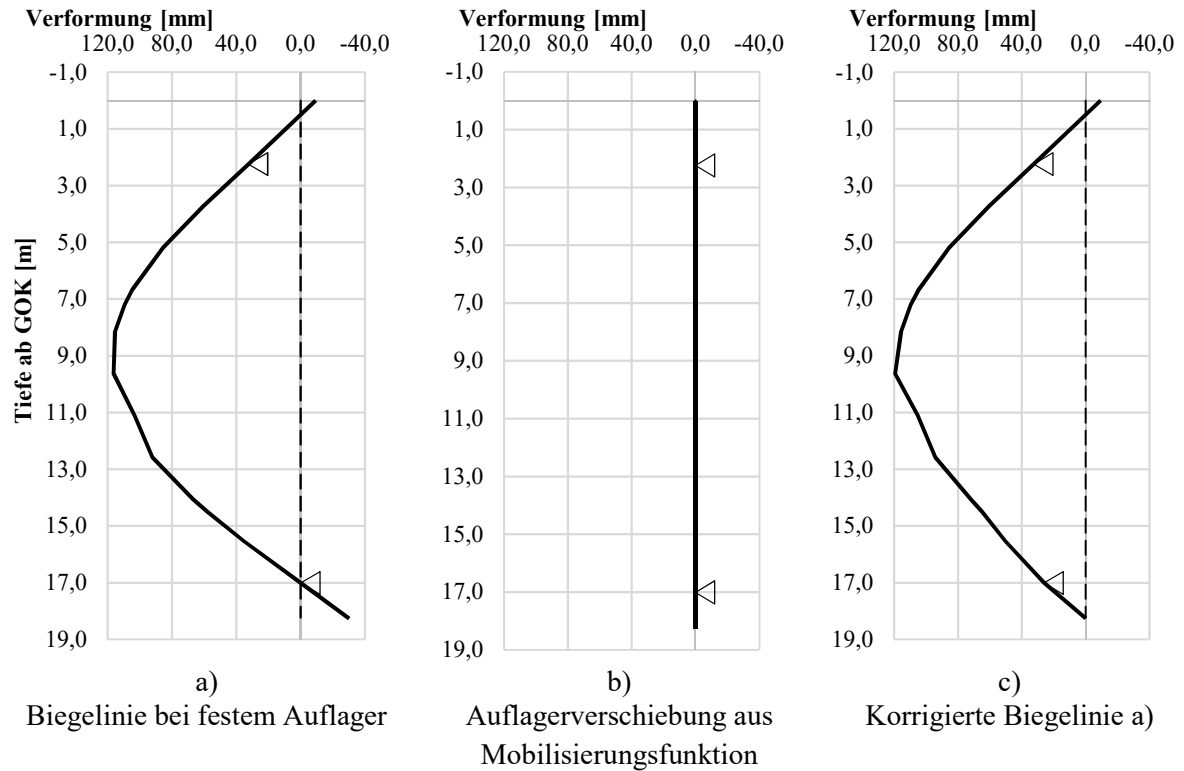


Abbildung 8.61: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* und der Reibungswinkel des geotechnischen Gutachtens

Berechnung mit modifizierten Reibungswinkel – Berechnungsvariante E6

Durch die Erhöhung des Reibungswinkels kann der Mobilisierungsgrad nach Gleichung (8.15) nicht übernommen werden. Eine Veränderung des Reibungswinkels bewirkt eine Änderung der Erddruckbeiwerte. Somit folgt für einen passiven Erddruckbeiwert von $K_{ph} = 16,8$ (Berechnung nach *DC-Grundbau* [23]) eine max. mobilisierbare Erdauflagerkraft $E_{ph,max}$ von 1415,5 kN.

$$E_{ph,max} = \frac{t_{Einbindelänge}^2 \cdot \gamma}{2} \cdot K_{ph} = \frac{3,75^2 \cdot 12}{2} \cdot 16,8 = 1415,5 \text{ kN} \quad (8.19)$$

Wird die bereits zu einem Zweifeldträger vereinfachte Spundwandkonstruktion mit der modifizierten aktiven Erddruckbelastung belastet (siehe Abbildung 8.62, Berechnung des aktiven Erddruckverlaufes siehe Anhang C), folgt eine Fußauflagerkraft von 227,7 kN/m. Dies ergibt einen Mobilisierungsgrad von 15,4%.

$$\mu = \frac{mob.E_{ph,k}}{E_{ph,k}} = \frac{227,7}{1415,5} = 0,16 = 16\% \quad (8.20)$$

Die Berechnung der für die Formulierung der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* erforderlichen Faktoren ist Anhang C zu entnehmen. Durch Einsetzen der berechneten Funktionskonstanten A , B und C sowie der Verschiebung im Bruchzustand s_B in die Gleichung (3.41) folgt die Mobilisierungsfunktion zu:

$$K'_{ph} = 28,04 + \frac{-17,06}{0,70 + \frac{s}{1,31}} \quad (8.21)$$

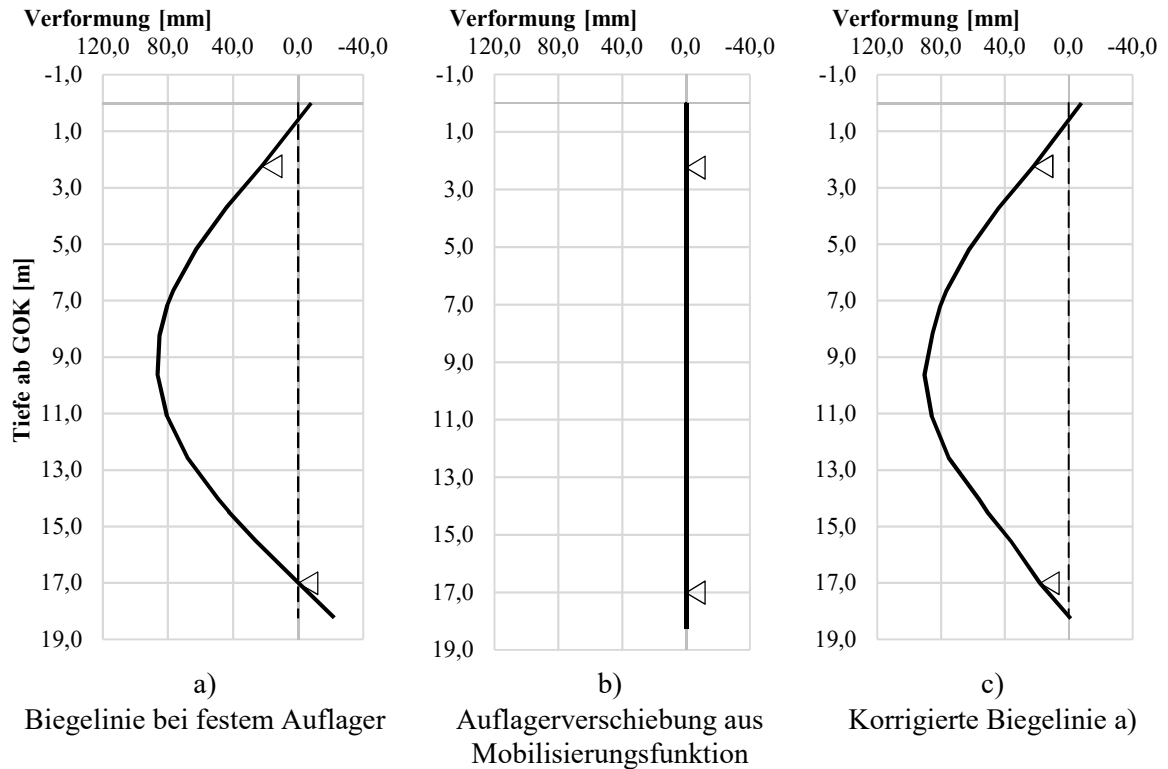


Abbildung 8.63: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion nach *Besler* und der Reibungswinkel des Geotechnischen Gutachtens

8.2.11 Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsverfahren und deren Interpretation

8.2.11.1 Verfahren nach Blum

Aus der vorliegenden Einbindetiefe folgt nach dem Berechnungsverfahren von *Blum* [16] eine teilweise Fußspannung (Einspannungsgrad nach *DC-Grundbau* rund 80%). Die Berechnung nach *Blum* ergibt eine leichte Überschätzung der Verformungen im Feldbereich (rund 15 mm). Wie in Abbildung 8.64 erkennbar, ist im Vergleich zu den übrigen Berechnungsverfahren eine Verschiebung des Extremwertes des Einspannmomentes in Richtung des Spundwandfußes feststellbar.

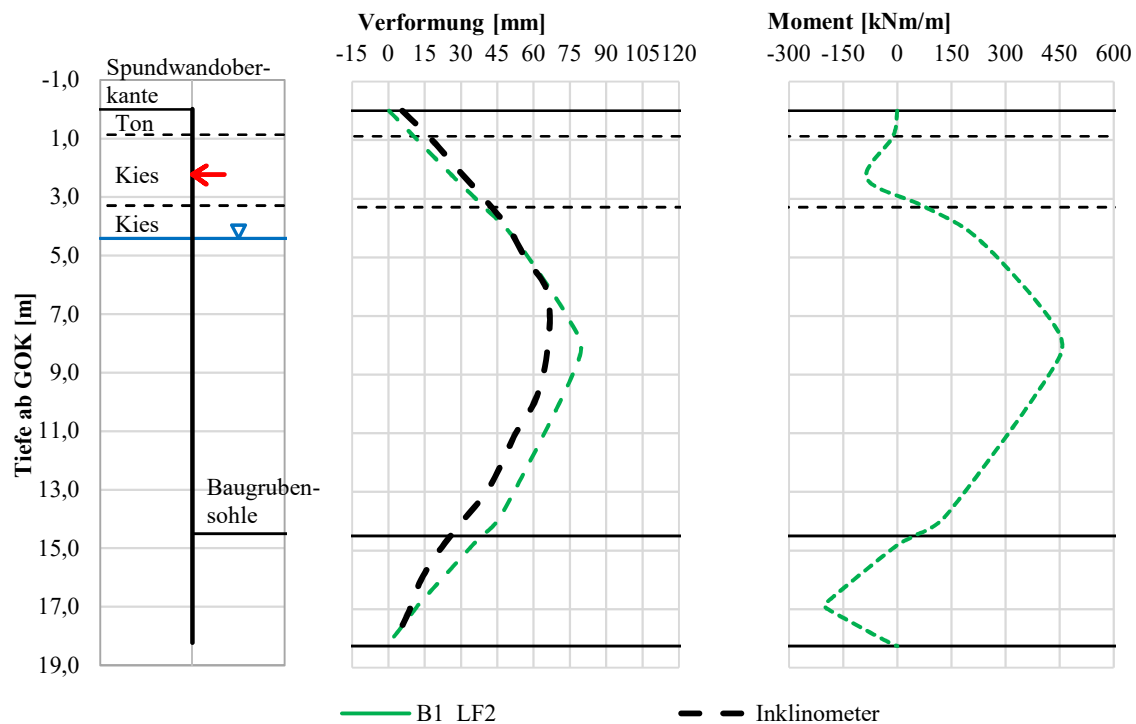


Abbildung 8.64: Ergebnisse der Startbaugrube West nach Blum: Verformungen und Momente

8.2.11.2 ÖNORM B4434

Die verschiedenen Bettungsmodulgrößen in den Berechnungsvarianten Ö1 bis Ö3 bewirken nur gering voneinander abweichende Ergebnisverläufe (siehe Abbildung 8.65). So unterscheiden sich die adaptierten Bettungsmoduln bis zu einer Tiefe von rund 16,5 m kaum voneinander. Dieser Umstand ist auf die Begrenzung der mobilisierten Erdwiderstandsspannungen mit den passiven Erddruckspannungen zurückzuführen. Der geringfügige Versatz der Ergebnisverläufe in Abbildung 8.65 ist auf die weichere (Ö1) bzw. steifere (Ö3) Bettung im Fußbereich der Spundwand zurückzuführen.

Bei der Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln (Variante Ö4) ist eine starke Unterschätzung des Verformungsverhaltens festzustellen. Die Erhöhung des Reibungswinkels bewirkt eine Steigerung der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandsspannungen. Im Vergleich zu Berechnungsvariante Ö2 ist es somit möglich, größere adaptierte Bettungsmoduln in Rechnung zu stellen (siehe Abbildung 8.66). Wie aus dem Momentenverlauf in Abbildung 8.65 ersichtlich ist, bewirkt die Erhöhung der Reibungswinkel nicht nur eine Erhöhung der Momente im Fußbereich, sondern auch eine starke Reduktion des maximalen Feldmomentes.

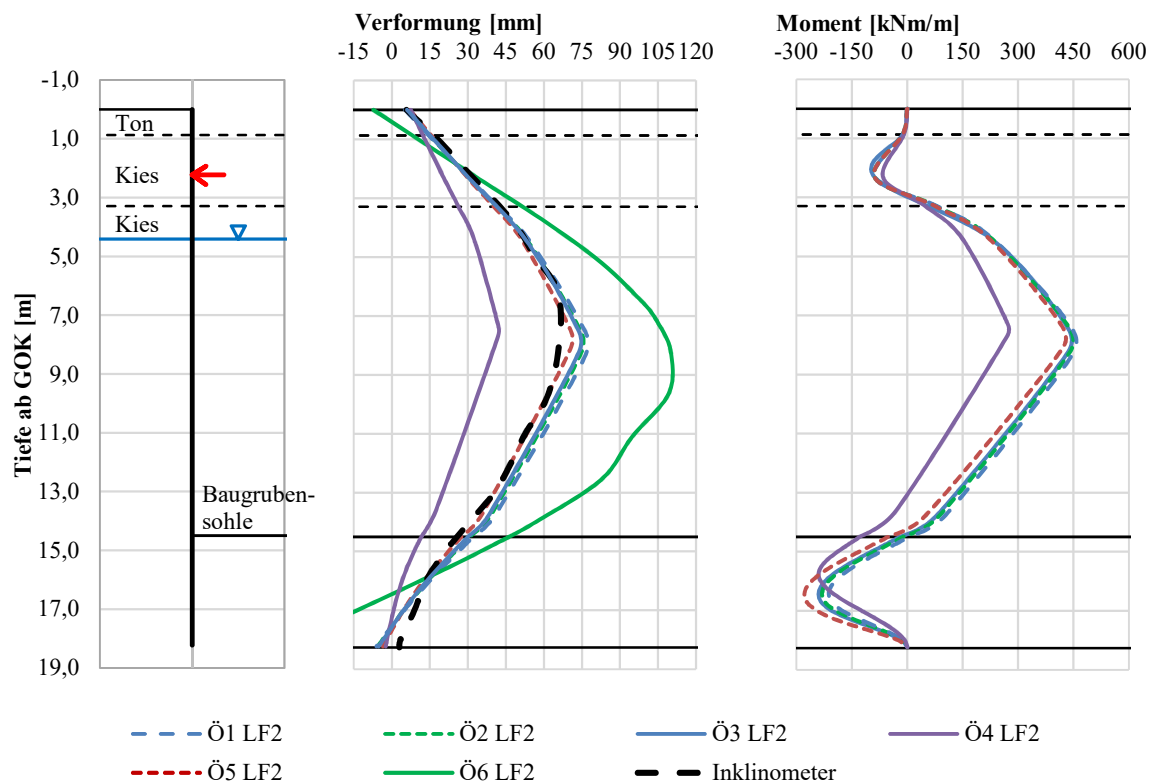


Abbildung 8.65: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434: Verformungen und Momente

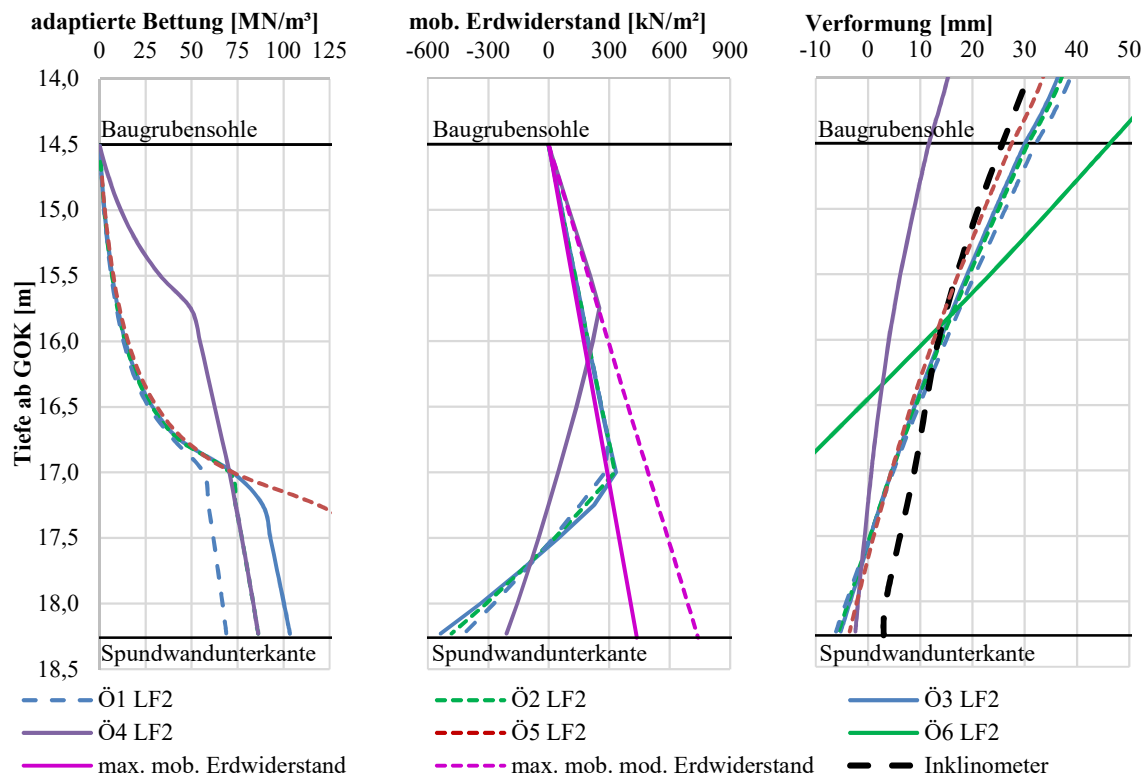


Abbildung 8.66: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

Bei der Berechnungsvariante Ö5 (Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes anhand der Inklinometermessung) konnte über die gesamte Spundwandlänge eine gute Übereinstimmung der ermittelten Biegelinie mit der Inklinometermessung festgestellt werden. Erst durch die Verwendung einer sehr hohen Bettung kann der gut mit der Inklinometermessung korrelierende Verlauf der Verformung im Bodenaufleger erreicht werden. Es fällt auf, dass im Vergleich zu den restlichen Varianten der ÖNORM B4434 ein sehr hohes Einspannmoment im Bodenauflegerbereich feststellbar ist.

Die Verwendung der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 (Variante Ö6) führt zu deutlich zu großen Verformungen. So übersteigen die prognostizierten die gemessenen Feldverformungen um bis zu 100%.

8.2.11.3 RVS 09.01.41

Anhand der Berechnungsvariante R1 soll durch Kombination der konventionellen Bettungsmodulgrößen und der Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes gemäß EB 102 die Modellierung einer zu steifen Baugrubenverbaukonstruktion gezeigt werden [64]. In Abbildung 8.67 ist im Feldbereich eine mit der Inklinometermessung korrelierende Biegelinie festzustellen. Im Bereich des Spundwandfußes ist jedoch gemäß Abbildung 8.68 eine Rückdrehung der Verbaukonstruktion erkennbar. Mit der Berechnungsvariante R1 konnte somit gezeigt werden, dass die Kombination von konventionellen Bettungsmodulgrößen und eingepprägten Primärspannungen nicht automatisch zu einer Überschätzung der Steifigkeit der Verbaukonstruktion führt.

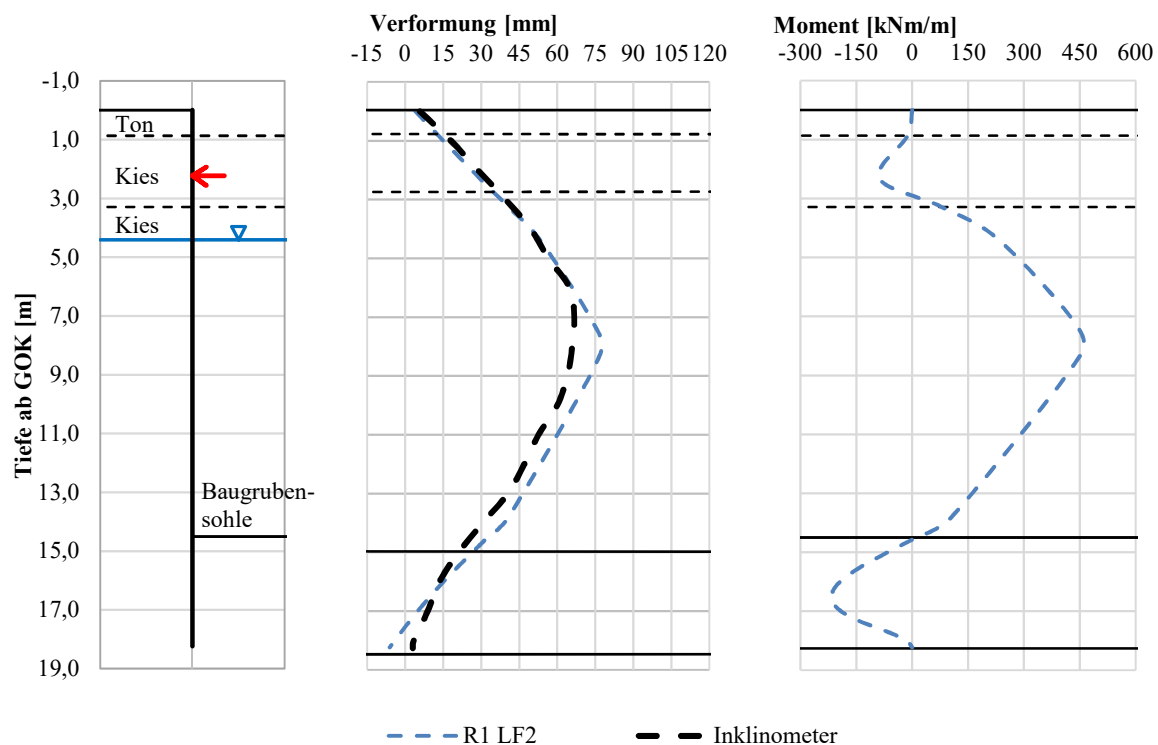


Abbildung 8.67: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß RVS 09.01.41: Verformungen und Momente

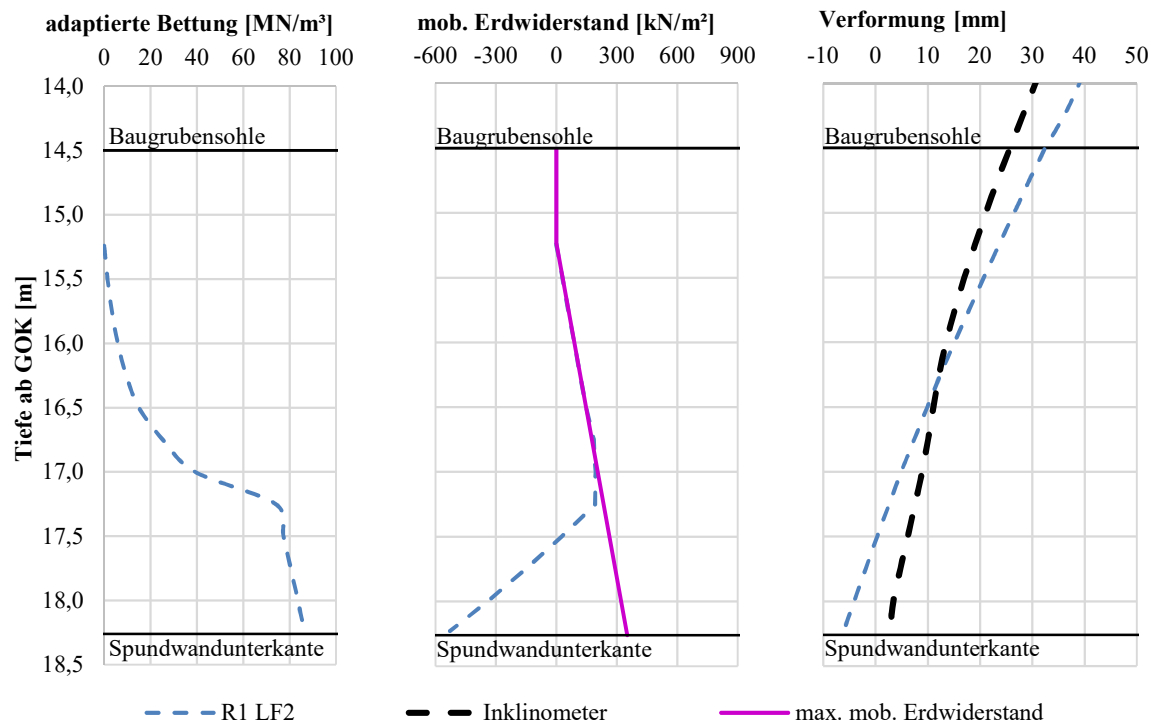


Abbildung 8.68: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß RVS 09.01.41: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

8.2.11.4 EAB – EB 102

Die den Berechnungsvarianten E1 (Tabellenverfahren) und E2 (E_s -Verfahren) zugrunde gelegten Bettungsmodulverläufe unterscheiden sich nach Tabelle 8.9 kaum in ihrer Größe. Dieser Umstand bewirkt die beinahe deckungsgleichen Schnittgrößenverläufe in Abbildung 8.69. Außerdem lässt sich eine Überschätzung der Verformungen im Feldbereich um rund 15 mm erkennen. Weiters kann in Abbildung 8.70 eine starke Rückdrehung der Verbaukonstruktion am Spundwandfuß beobachtet werden.

Eine Kombination (Variante E3) von modifizierten Reibungswinkeln und dem Bettungsmodulverlauf nach dem E_s -Verfahren führt zu einer großen Unterschätzung der auftretenden Verformungen im Feldbereich. Gleichzeitig verursachen modifizierte Reibungswinkel, aufgrund der Reduktion der aktiven Erddruckbelastung, wesentlich geringere maximale Feldmomente. Wie bereits bei Berechnungsvariante Ö4 erwähnt wurde, hat eine Erhöhung der Reibungswinkel eine Steigerung der maximal mobilisierbaren passiven Erddruckspannungen zur Folge. Im Gegensatz zu Berechnungsvariante E1 ermöglicht die Variante E3 das In-Rechnung-Stellen von wesentlich größeren mobilisierten Bettungsspannungen.

Die Verwendung des aus dem Finite Elemente Modell abgeleiteten Bettungsmodulverlaufes (Variante E4) bewirkt eine zu hohe Verformungsprognose. Weiters kann im Bereich des Spundwandfußes aufgrund der in Abbildung 8.70 erkennbaren sehr geringen mobilisierten Erdwiderstandsspannungen und Momente eine Unterschätzung der Einspannwirkung im Bodenauflagerbereich festgestellt werden.

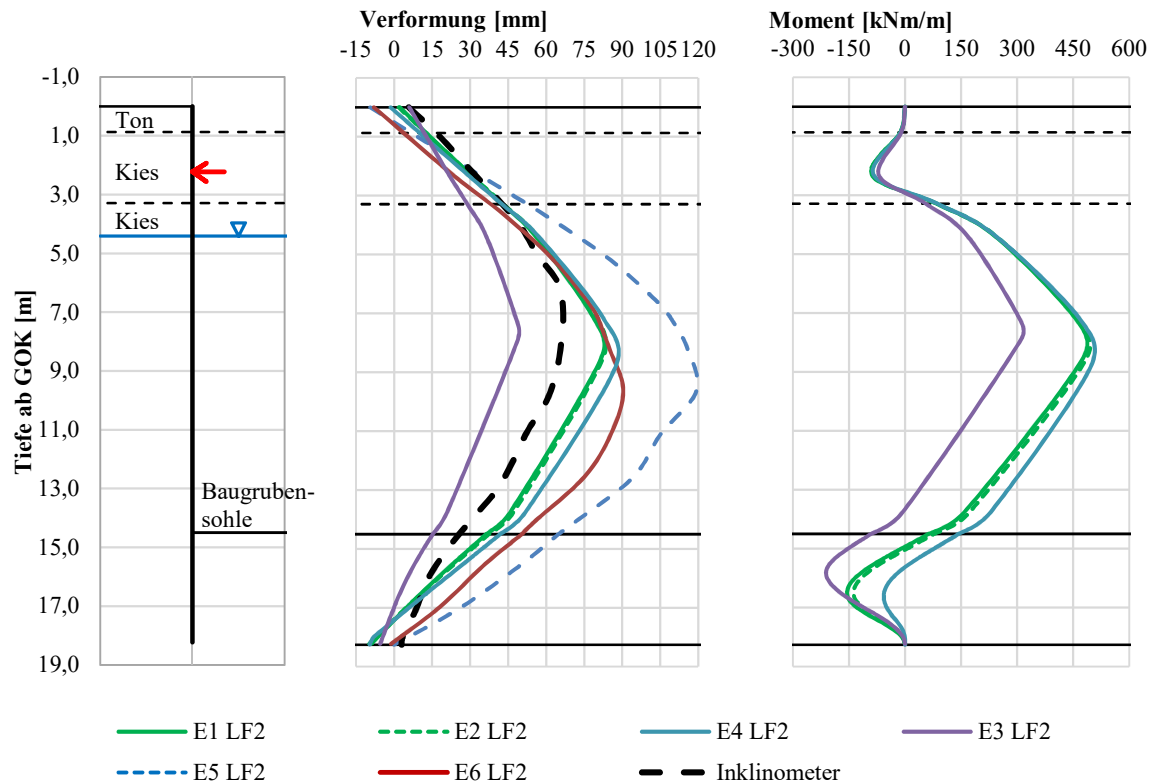


Abbildung 8.69: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß EAB – EB 102 LF2: Verformungen und Momente

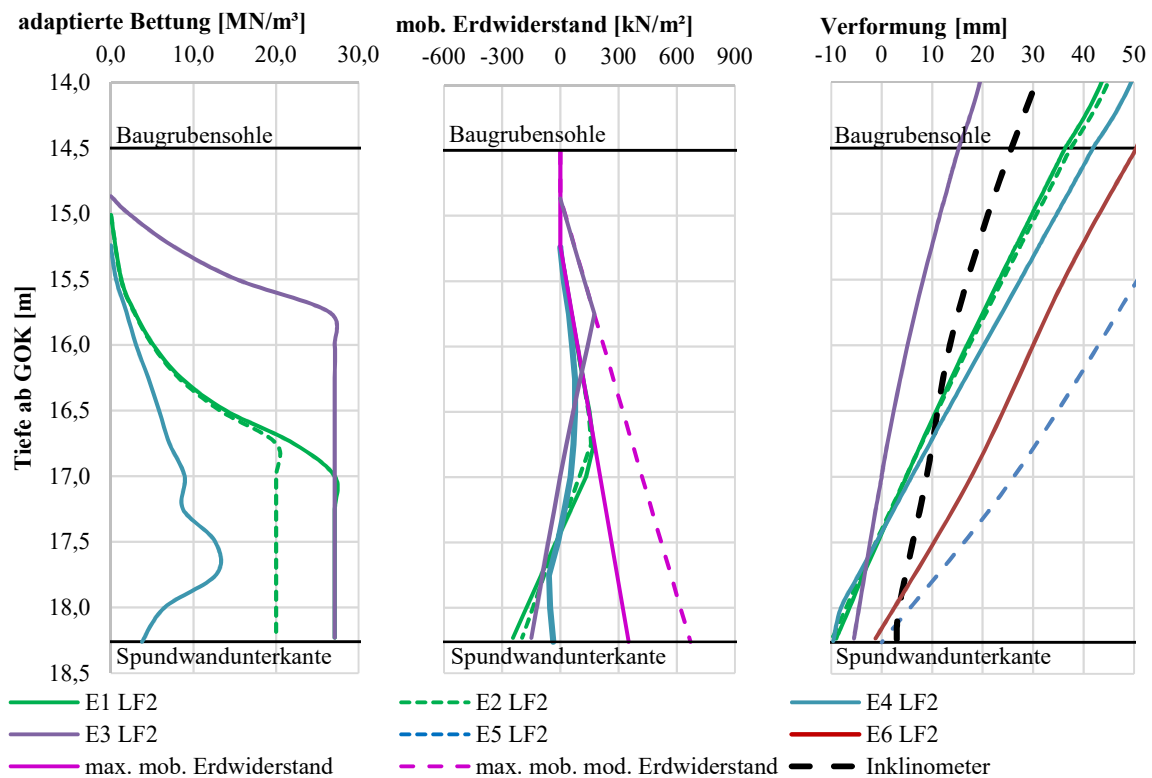


Abbildung 8.70: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß EAB – EB 102 LF2: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

Bei der Berechnungsvariante E5 ist eine große Abweichung der prognostizierten Biegelinie von der Inklinometermessung feststellbar. Wie bereits *Hegert* [39] in ihrer Arbeit erwähnt, führt die Berücksichtigung von modifizierten Reibungswinkeln (Variante E6) bei der Anwendung einer Mobilisierungsfunktion zu einer Steigerung der Genauigkeit der Verformungsprognose. Dieser Umstand ist beim Vergleich der Biegelinien der Berechnungsvarianten E5 und E6 sehr gut zu erkennen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass keine der verwendeten Berechnungsvarianten das Verformungsverhalten der durchgeführten Inklinometermessung im Bodenauflegerbereich modellieren konnte.

8.2.11.5 Finite Elemente Berechnung

Bei Verwendung der im Geotechnischen Gutachten festgelegten Reibungswinkel (Variante P1) ergibt sich eine stark von der Inklinometermessung abweichende Biegelinie. Die annähernd vertikale Spundwandtangente der Inklinometermessung konnte nicht modelliert werden – stattdessen stellt sich eine Fußpunktdrehung ein.

Die Modifizierung der Reibungswinkel (Berechnungsvariante P2) führt zu einer starken Reduktion der Verformungen. Im Vergleich mit der Inklinometermessung werden jedoch zu geringe Durchbiegungen prognostiziert. Durch höhere Momente im Bodenauflegerbereich und aufgrund der steileren Spundwandtangente kann eine Steigerung der Einspannwirkung/Steifigkeit im Fußauflagerbereich beobachtet werden.

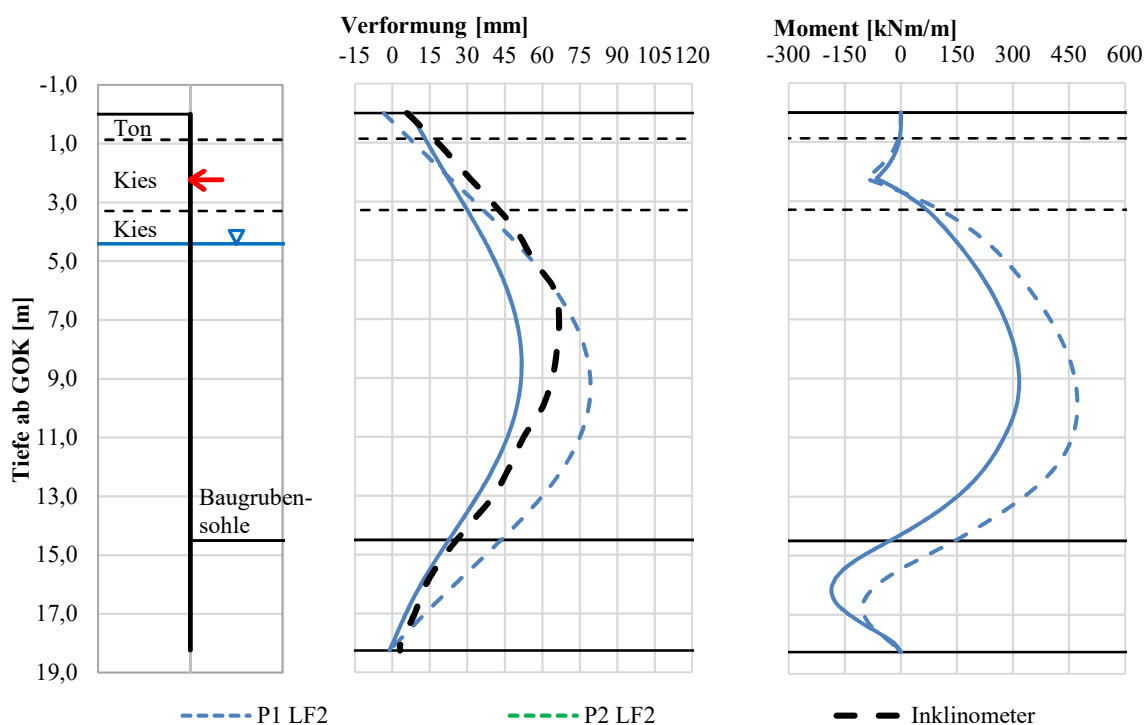


Abbildung 8.71: Ergebnisse der Startbaugrube West zufolge FE-Berechnung LF2: Verformungen und Momente

8.2.12 Gegenüberstellung und Diskussion der Ergebnisse

In Kapitel 8.2.11 wurden alle Berechnungsverfahren/-varianten einzeln evaluiert. Im folgenden Kapitel erfolgt ein verfahrensübergreifender Vergleich der Berechnungsvarianten, um mögliche Gründe für eine gut oder schlecht mit der Inklinometermessung übereinstimmende Verformungsprognose anzuführen.

Die durchgeführten Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434, RVS 09.01.41 und EAB - EB 102 werden mit einer elastischen Bettung des Bodenauflagerbereiches durchgeführt. Davon ausgenommen sind die Berechnungsvarianten Ö5, E5 und E6, hier erfolgt die Verformungsberechnung mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen. Die Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434 werden dabei ohne Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen durchgeführt.

Vergleicht man die sich aus den unterschiedlichen Bettungsmodulverläufen resultierenden Schnittgrößenverläufe (vgl. Abbildungen 8.74 und 8.75) so ist ersichtlich, dass sich diese teilweise stark voneinander unterscheiden. Wie bereits in Kapitel 3.4.2 angeführt, hat gemäß der Theorie des elastisch gebetteten Balkens die Größe und Verteilung des Bettungsmoduls einen größeren Einfluss auf die Verformungen als auf die Biegemomente der Baugrubenumschließung. Um die Auswirkungen des Bettungsmoduls auf die Schnittgrößen zu evaluieren, werden die prozentuellen Abweichungen der maximal auftretenden horizontalen Verformungen und Biegemomente von einem Referenzwert bestimmt (siehe Tabelle 8.15). Als Referenzwert wird die Berechnungsvariante Ö5 verwendet, da für die Variante Ö5 die Ableitung des Bettungsmodulverlaufes aus der Inklinometermessung erfolgte.

Vergleicht man die in Tabelle 8.15 angeführten Abweichungen, so ist – wie bereits in Kapitel 8.1.12 – erkennbar, dass der verwendete Bettungsmodulverlauf einen größeren Einfluss auf die berechneten Verformungen (um etwa 50%), als auf die Biegemomente hat.

Tabelle 8.15: Einfluss der unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe auf die maximalen Schnittgrößen (Biegemoment und horizontale Verformung) einer Baugrubenumschließung anhand des Berechnungsbeispiels Startbaugrube West

<i>Maximale Schnittgrößen der Berechnungsvarianten mit elastischer Bettung</i>										
Varianten	Ö1	Ö2	Ö3	Ö5	Ö6	E1	E2	E5	E3	R1
$M_{\max}$ [kNm/m]	447,6	439,6	435,6	421,0	270,9	477,0	484,7	521,4	311,1	481,7
$u_{\max}$ [mm]	76,5	74,7	73,8	69,4	41,9	81,7	82,2	92,2	48,8	60,0
<i>Prozentuelle Änderung in Bezug zur Berechnungsvariante Ö5</i>										
Varianten	Ö1	Ö2	Ö3	Ö5	Ö6	E1	E2	E5	E3	R1
ΔM [%]	6,3%	4,4%	3,5%	0,0%	35,6%	13,3%	15,1%	23,8%	26,1%	14,4%
Δu [%]	10,2%	7,6%	6,3%	0,0%	39,6%	17,7%	18,4%	32,9%	29,7%	13,5%
$\Delta u / \Delta M$	1,7	1,8	1,9	-	1,2	1,4	1,3	1,4	1,2	1,0

Werden nun die unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe (siehe Abbildung 8.72 und 8.73) näher betrachtet, so ist in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle ein exponentieller Anstieg aller adaptierten Bettungsmodulverläufe erkennbar. Bis zu einer Tiefe von rund 17 m sind die adaptierten Bettungsmodulverläufe Ö1 bis Ö3 (siehe Abbildung 8.73) mit dem aus der Inklinometermessung abgeleiteten Bettungsmodulverlauf Ö5 nahezu ident. Danach unterscheiden sich die Verläufe stark. Die großen Unterschiede der Bettungsmodulverläufe Ö1 bis Ö3 zur Berechnungsvariante Ö5, deuten auf eine Unterschätzung der tatsächlich vorhandenen Einspannwirkung hin.

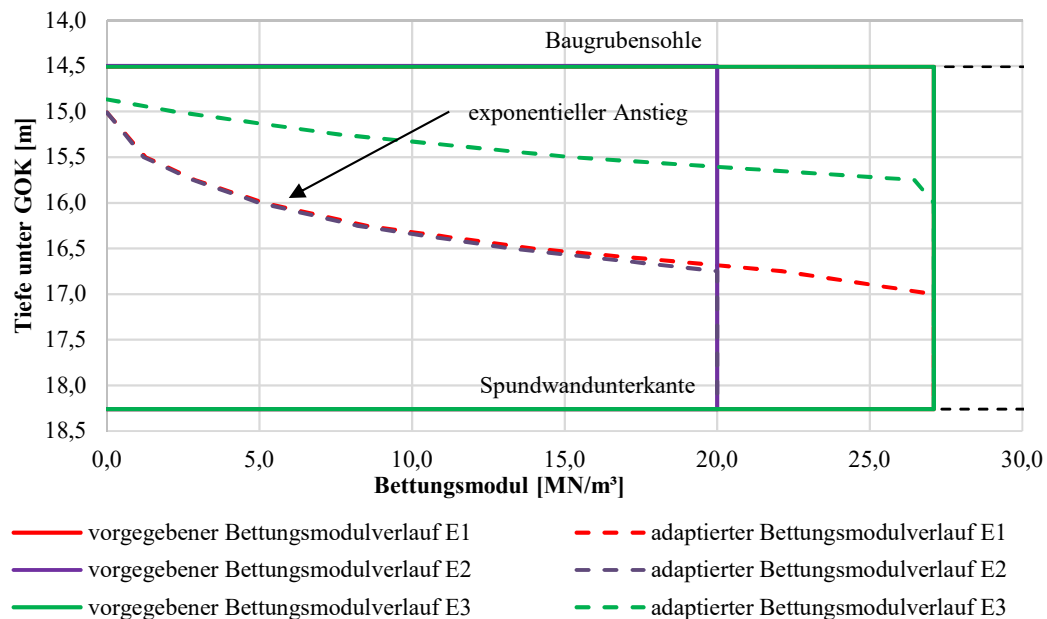


Abbildung 8.72: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß EB 102; Startbaugrube West

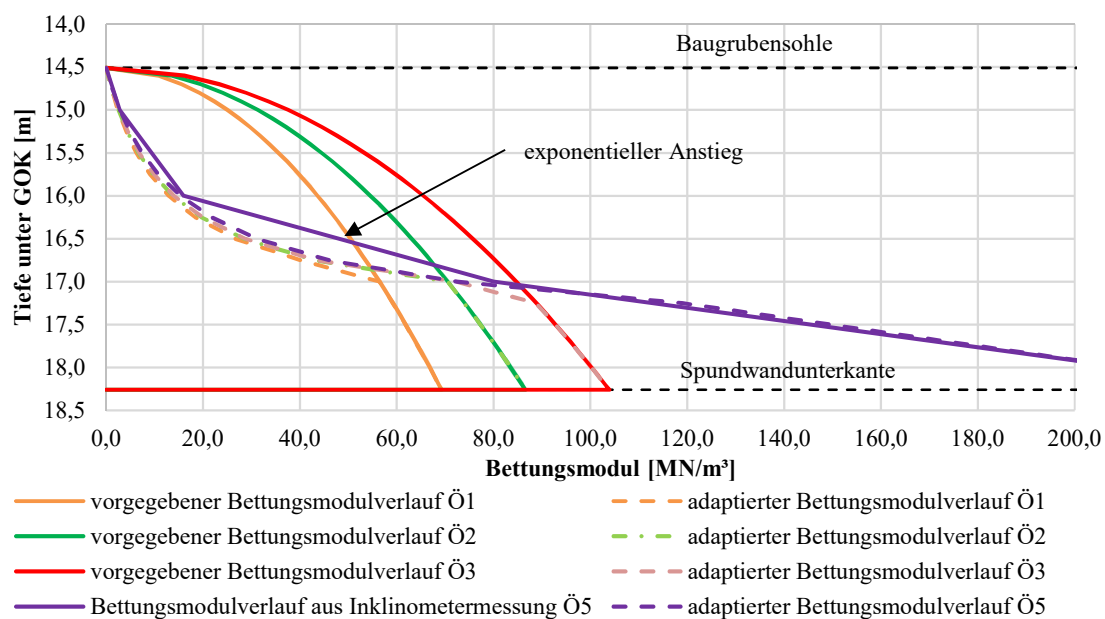


Abbildung 8.73: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß ÖNORM B4434; Startbaugrube West

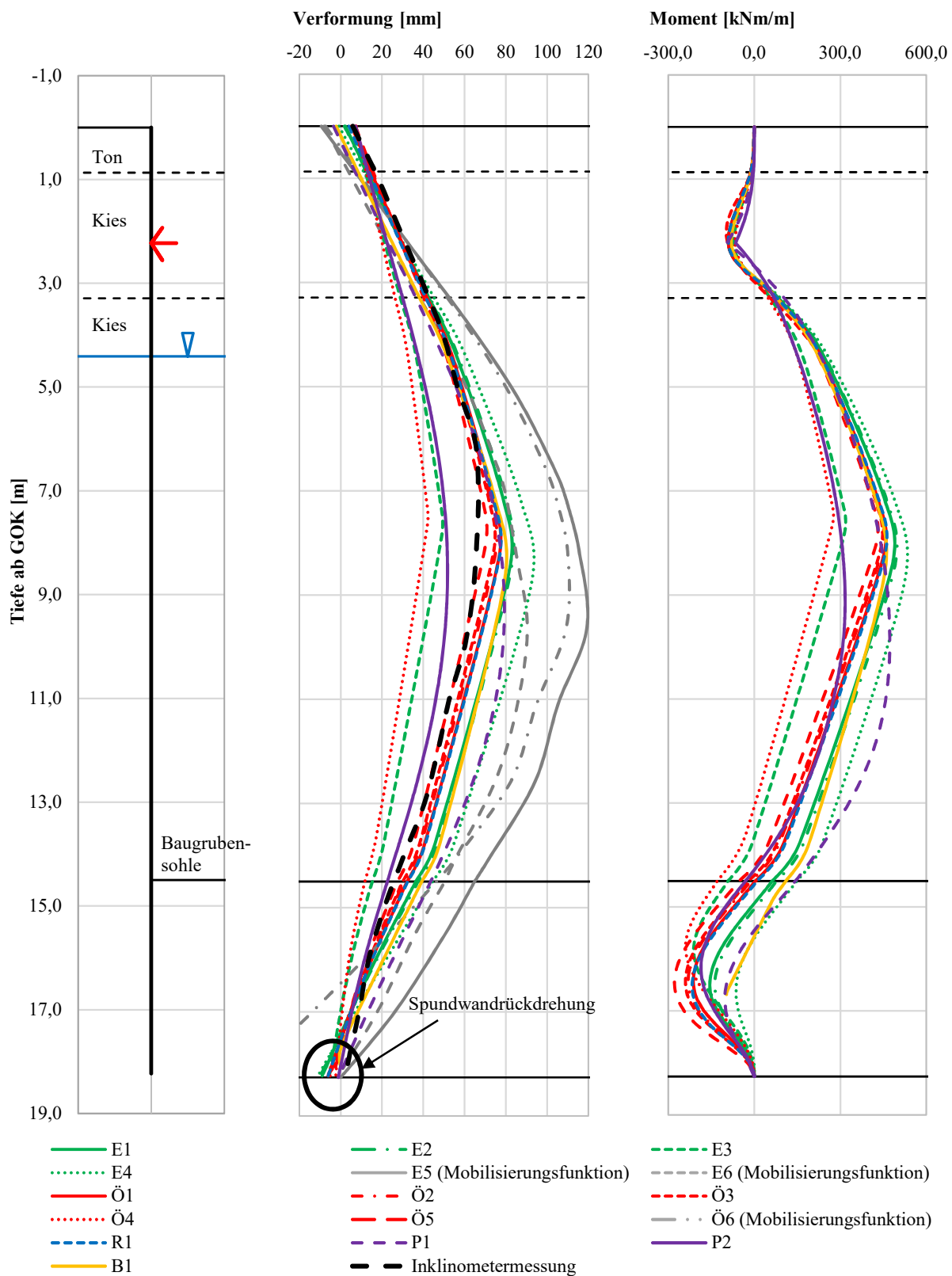


Abbildung 8.74: Ergebnisse der Startbaugrube West: Verformungen und Momente

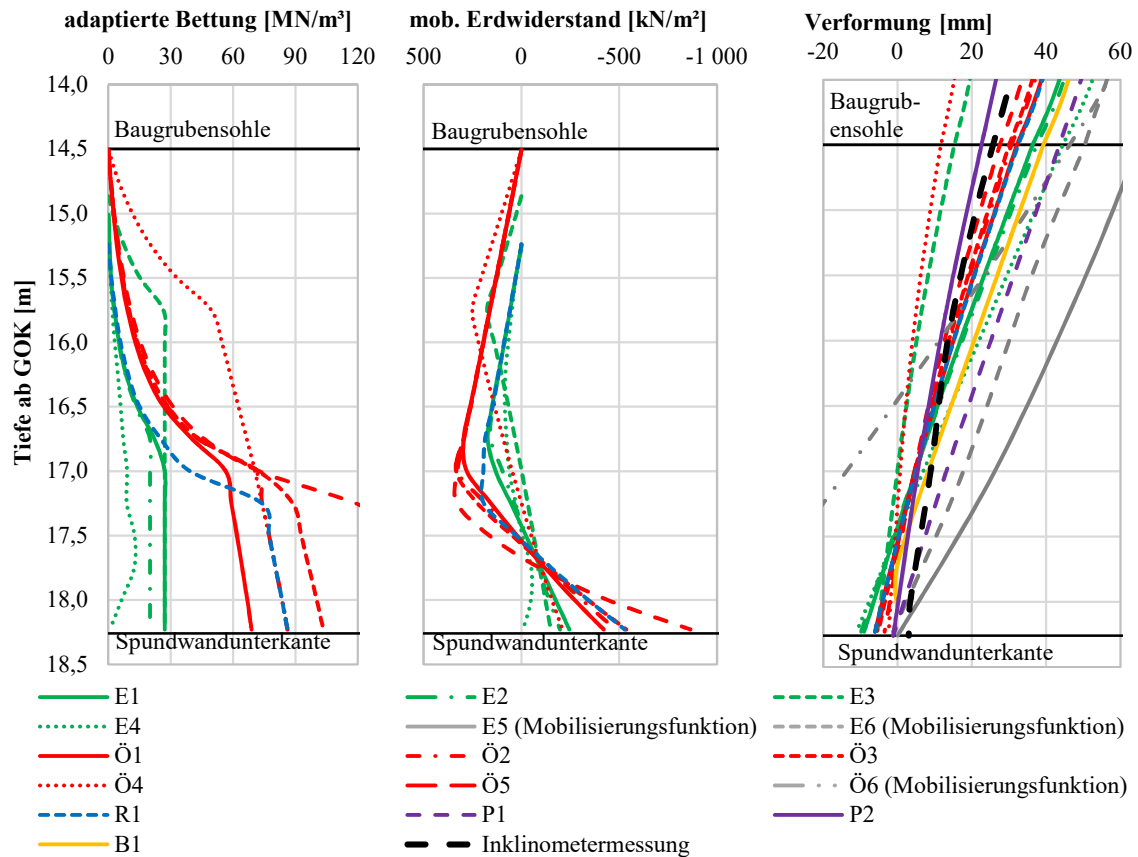


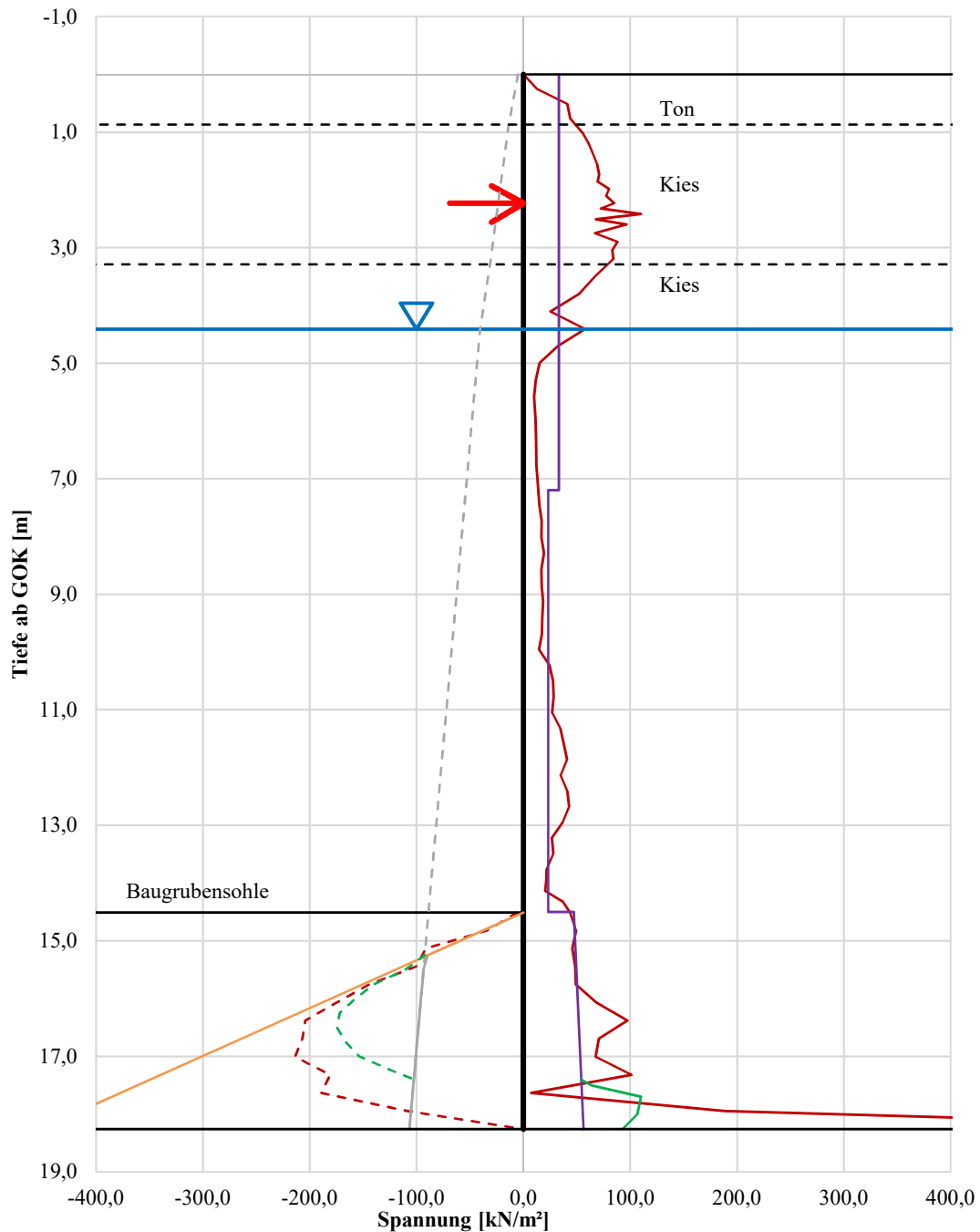
Abbildung 8.75: Ergebnisse der Startbaugrube West: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich

Um die Berechnungsvarianten vollständig zu evaluieren, müssen neben den unterschiedlichen Bettungsmodulverläufen auch die Biegelinien im Bodenauflegerbereich analysiert werden. So lässt sich bei allen Varianten, denen eine elastische Bettung des Fußauflagers zugrunde gelegt wurde (mit Ausnahme von Ö5), eine deutliche Spundwandrückdrehung erkennen. Diese tritt jedoch in der Realität nicht auf (vgl. Inklinometermessung).

Neben der massiven Spundwandrückdrehung weist die Berechnungsvariante E4 auch eine starke Abweichung der Biegelinie von der FE-Berechnung (Variante P1) auf. Die verwendete elastische Bettung der Variante E4 wurde aus der FE-Berechnung (Variante P1) abgeleitet. Ein möglicher Grund für diese Diskrepanz könnte unter anderem das der Stabwerksberechnung zugrunde gelegte Erddruckmodell sein. So berücksichtigt das Erddruckmodell der EB 102 auf der aktiven Seite des Bodenauflegers lediglich den aktiven Erddruck. Durch die in diesem Bereich prognostizierte Rückdrehung der Spundwand liegt die Vermutung nahe, dass die Verwendung des aktiven Erddrucks den tatsächlich wirkenden Erddruck unterschätzt. Um die Unterschiede zwischen der Finite Elemente Berechnung und der Berechnungsvariante E4 zu klären, bedarf es der Betrachtung des in Abbildung 8.76 angeführten Vergleichs der Erddruckspannungen der Finite Elemente Berechnung mit jener der Berechnungsvariante E4. Im Bereich des Fußauflagers unterscheiden sich sowohl die Spannungen auf der passiven als auch auf der aktiven Seite stark voneinander. So steigen auf der aktiven

Verbauseite die Spannungen der FE-Berechnung auf die Höhe des passiven Erdwiderstandes an, wodurch eine Rückdrehung des Spundwandfußes verhindert wird. Auf der passiven Verbauseite bleiben die mobilisierten Erdwiderstandsspannungen der FE-Berechnung bis zum Spundwandfuß erhalten. Bei der Variante E4 werden auf der passiven Seite – aufgrund der Spundwandrückdrehung – lediglich Bettungsspannungen bis zu einer Tiefe von rund 17,4 m mobilisiert. Weiters bewirkt die Rückdrehung eine Mobilisierung von Bettungsspannungen auf der aktiven Verbauseite. Die Summe aus aktiven Erddruck- und mobilisierten Bettungsspannungen ist jedoch deutlich geringer als die Spannungen der FE-Berechnung. Wie den Spannungsverläufen der FE-Berechnung zu entnehmen ist, wird auf der aktiven Verbauseite (unterhalb des theoretischen Drehpunktes der Spundwand) der Erdwiderstand aktiviert. Dieser Aspekt wird jedoch im Erddruckmodell der EB 102 nicht berücksichtigt. Eine erhebliche Spundwandrückdrehung ist die Folge.

Betrachtet man die Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434 so ist ebenfalls eine Spundwandrückdrehung erkennbar. Um die Gründe für dieses Verformungsverhalten zu evaluieren, werden die mobilisierten Erddruckspannungen der Baugrubenumschließung evaluiert. Dies erfolgt anhand der Berechnungsvariante Ö2, welcher „mittlere“ Werte der Bettungsmoduln zugrunde gelegt wurden. In Abbildung 8.77 sind die sich aus den Berechnungsvarianten Ö2 und P1 ergebenden Spannungsverläufe einander gegenübergestellt. Wie den Spannungsverläufen der FE-Berechnung zu entnehmen ist, übersteigen die Spannungen der FE-Berechnung die aktiven Erddruckspannungen der Variante Ö2 deutlich. Am Spundwandfuß ist bei der Berechnungsvariante Ö2 eine durch die Rückdrehung der Spundwand induzierte mobilisierte Bettungsspannung feststellbar, doch reicht diese nicht aus, um die Spundwandrückdrehung zu verhindern. Wie bereits erwähnt würde eine Erhöhung des Bettungsmoduls im Bereich des Spundwandfußes, eine Steigerung der mobilisierten Bettungsspannungen auf der aktiven Verbauseite bewirken und eine Rückdrehung der Spundwand verhindern. Daraus lässt sich schließen, dass die im Geotechnischen Gutachten angeführten Bettungsmodulgrößen nicht ausreichen um die tatsächlichen Baugrubenverhältnisse im Bereich des Spundwandfußes zu modellieren.

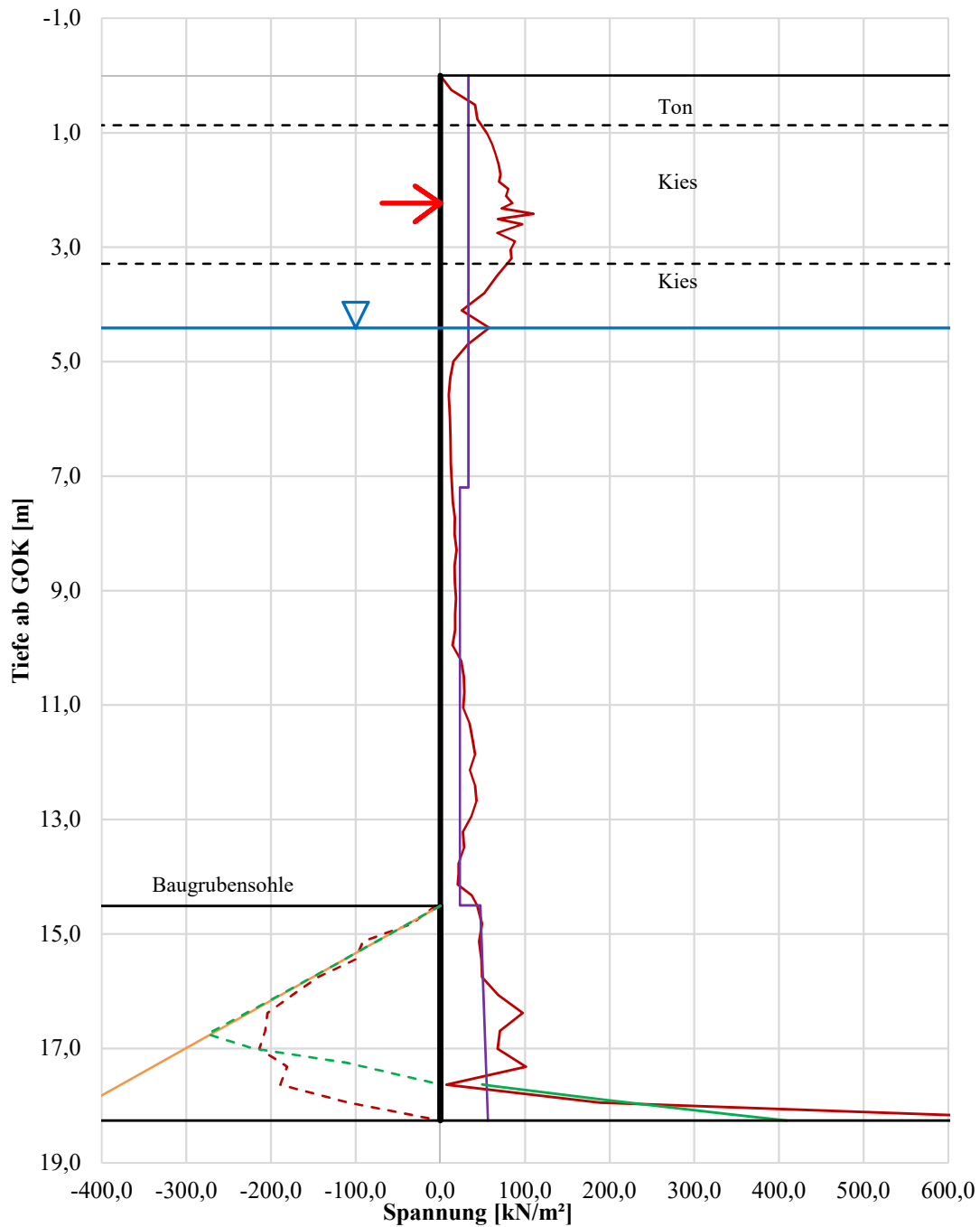
**Stabwerksmodell: Berechnungsvariante E4**

- - - - - mob. Bettungsspannungen an der passiven Verbauseite
- — — — — eingprägter Primärspannungszustand
- — — — — max. mob. passiver Erddruck
- — — — — mob. Bettungsspannungen an der aktiven Verbauseite
- — — — — Erddruckbelastung der aktiven Verbauseite

FE-Berechnung: Berechnungsvariante P1

- - - - - Erddruckspannungen an passiven Verbauseite
- — — — — Erddruckspannungen an aktiven Verbauseite

Abbildung 8.76 Vergleich von Erddruckspannung entlang der Spundwand gemäß EB 102 (Berechnungsvariante E4) und jener der FE-Berechnung (Berechnungsvariante P1) anhand der Startbaugrube West



Stabwerksmodell: Berechnungsvariante Ö2

- mob. Bettungsspannungen an der passiven Verbauseite
- max. mob. passiver Erddruck
- mob. Bettungsspannungen an der aktiven Verbauseite
- Erddruckbelastung der aktiven Verbauseite

FE-Berechnung: Berechnungsvariante P1

- Erddruckspannungen an passiven Verbauseite
- Erddruckspannungen an aktiven Verbauseite

Abbildung 8.77 Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten Ö2 und P1 entlang der Spundwand; Startbaugrube West

Das Berechnungsverfahren nach *Blum* [16] (Berechnungsvariante B1) liefert ähnliche Ergebnisse wie die Berechnungsvarianten Ö3 und E1. Die Spundwandendtangente der Inklinometermessung kann jedoch mit dem Verfahren nach *Blum* nicht simuliert werden. Die relativ kurze Einbindetiefe der Spundwand reicht nach der Theorie nach *Blum* nicht aus um die gemessene Spundwandendtangente zu modellieren (Einspannungsgrad nach *DC-Grundbau* ca. 90%).

Die Verwendung von FE-Modellen ermöglicht die Berechnung von Baugrubenumschließungen ohne elastische Bettungen und punktuellen Bodenauflagern. Jedoch müssen für die verwendeten Stoffmodelle eine Vielzahl an Modellparameter festgelegt werden. Bei der Berechnungsvariante P1 sind eine Fußpunktdrehung der Baugrubenwand und geringe Biegemomente im Bodenauflegerbereich erkennbar. Dies lässt sich mit den relativ geringen Elastizitätsmoduln (vgl. Kapitel 8.2.8.3) erklären.

Eine Erhöhung des Reibungswinkels (Berechnungsvariante P2) bewirkt eine starke Reduktion der maximalen Verformungen und in weiterer Folge eine Unterschätzung der Verformungen. Im Vergleich mit der Berechnungsvariante P1 konnte keine Steigerung der Genauigkeit der Verformungsprognose erzielt werden.

Generell ist anhand der Schnittgrößenverläufe zu erkennen, dass die Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln – im Vergleich zur Inklinometermessung – zu einer Unterschätzung der horizontalen Verformung führt. Weiters ist ersichtlich, dass die ermittelten Feldmomente der Berechnungsvarianten E3, Ö4 und P1 die geringsten aller vorliegenden Berechnungsvarianten sind. Dies ist auf die Verringerung der einwirkenden aktiven Erddruckbelastung der Baugrubenumschließung zurückzuführen, welche zur Reduktion der Schnittgrößen (Biegemomente, Querkräfte etc.) der Baugrubenumschließung führt. Kommt es zu einer Überschätzung des Reibungswinkels (z.B. in Folge der empirischen Bestimmung des Reibungswinkels aus Rammsondierungen) kann dies zu einer Unterdimensionierung der Baugrubenumschließung führen. Aus diesem Grund ist die Ableitung von Reibungswinkel aus Ramm- und Drucksondierung nicht empfehlenswert.

9. Resümee

9.1 Evaluierung der Berechnungsverfahren

9.1.1 Verfahren nach Blum

Das Berechnungsverfahren am Ersatzbalken nach *Blum* [16] ermöglicht eine einfache Berechnung einer Baugrubenverbaukonstruktion. Neben der Geometrie der Baugrube und den auf die Baugrube wirkenden Oberflächen-, Gebäude-, Wasser- und anderen Lasten sind nur wenige Bodenparameter – die Bodenwichte, der Reibungswinkel und eine etwaige Kohäsion – für die Durchführung der Berechnung erforderlich.

Da die Berechnung nach *Blum* keine Interaktion zwischen den Bodenverformungen und Spundwandverformungen berücksichtigt, sind die ermittelten Verformungen lediglich von den Steifigkeitseigenschaften des Baugrubenverbaues abhängig. Eine Wechselwirkung mit den Verformungseigenschaften des anstehenden Bodens ist daher nicht gegeben. Es erfolgt keine gesonderte Mobilisierung von Erdwiderstandsspannungen im Bodenauflagerbereich.

Wie den Beispielen in Kapitel 8 zu entnehmen ist, konnte trotz der fehlenden Interaktion zwischen Baugrund und Baugrubenwand eine gute Übereinstimmung mit der Inklinometermessung festgestellt werden. Eine mögliche Erklärung sind die in beiden Berechnungsbeispielen vorhandenen sehr dicht gelagerten nicht bindigen Böden. Da diese Böden keine Kohäsion aufweisen, kann sich die theoretische Erddruckverteilung (Gleitkeil nach Coloumb) auch in der Realität ausbilden. Dadurch wird es möglich, dass sich die von *Blum* angeführte Verteilung der Erddruckspannungen tatsächlich einstellt (vgl. Fall I nach *Blum*, Kapitel 5.1.3).

Aufgrund der Einfachheit und der raschen Anwendbarkeit des Verfahrens nach *Blum* sollte auch in Zukunft auf eine Vergleichsberechnung mit diesem nicht verzichtet werden.

9.1.2 ÖNORM B4434

Aufgrund der jahrzehntelangen Anwendung der ÖNORM B4434 [58] durch Bauingenieure und Geotechniker bei der Berechnung von Baugrubenkonstruktionen sind hohes Fachwissen und Erfahrung im Umgang mit dieser Norm vorhanden. Für zahlreiche in Österreich typische Bodenarten liegen anhand der jahrzehntelangen Erfahrung bewährte Größen und Verläufe des Bettungsmoduls über die Tiefe vor.

Mithilfe der Rückrechnung des Bettungsmodulverlaufes aus den vorliegenden Inklinometermessungen konnte naturgemäß eine sehr gute Übereinstimmung mit den Verformungsmessungen erzielt werden. Vergleicht man die adaptierten (aufgrund der Begrenzung der mobilisierten Erddruckspannungen mit den passiven Erddruckspannungen) mit den anhand der Inklinometermessungen abgeleiteten Bettungsmodulverläufe (vgl. Abbildung 8.34 und 8.73), so kann festgestellt werden, dass sich diese in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle kaum voneinander unterscheiden. Die aus den Inklinometermessungen abgeleiteten Bettungsmodulverläufe übersteigen jedoch im Bereich des Spundwandfußes die adaptierten Bettungsmoduln deutlich. Dadurch entsteht bei den Berechnungsvarianten Ö1 bis Ö3 eine Unterschätzung der Bodeneinspannung. Es wird daher empfohlen, den Bettungsmodulverlauf (siehe Abbildung 8.12 und 8.50) anhand von Verformungsmessungen vergleichbarer Baugrubenkonstruktionen abzuleiten.

Die in der ÖNORM B4434 [58] enthaltene Mobilisierungsfunktion ermöglicht nach *Weißbach/Hettler* [82] die Korrektur der Verschiebung des Erdwiderlagers. Durch die Verwendung einer Mobilisierungsfunktion soll die Interaktion zwischen Boden und Baugrubenwand berücksichtigt werden. Anhand der durchgeführten Berechnungsbeispiele wurde jedoch festgestellt, dass dieses Verfahren die Verformungen im Feld- und Bodenauflagerbereich nur unzureichend abbildet. Die Mobilisierungsfunktion zur Korrektur der Erdauflagerverschiebung eignet sich aus diesem Grund lediglich zur ersten groben Abschätzung der auftretenden Verformungen.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Schnittgrößenverläufe der Verbauwand verursacht das Erddruckmodell der aktiven Baugrubenwandseite. Bei zahlreichen Berechnungsvarianten konnte – entgegen der Realität – eine Rückdrehung des Spundwandfußes beobachtet werden. Diese lässt sich aufgrund der vorliegenden FE-Berechnungen dadurch begründen, dass der verwendete Verlauf der Erddruckspannungen der aktiven Verbauseite die tatsächlichen Erddruckspannungen stark unterschätzt.

9.1.3 RVS 09.01.41

Die RVS 09.01.41 [64] ermöglicht neben der Verwendung des konventionellen Erddruckmodells der ÖNORM B 4434 auch die Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen auf der passiven Verbauwandseite nach dem Erddruckmodell der EB 102 sowie die Verwendung von Mobilisierungsfunktionen. Grundsätzlich bietet die RVS eine große Bandbreite an unterschiedlichen Berechnungsmöglichkeiten von senkrechten Baugrubenumschließungen. In Österreich liegen jedoch nur wenige Erfahrungen im Umgang mit eingepprägten Primärspannungen vor. Weiters sind die Bestimmung der Parameter einer Mobilisierungsfunktion (Präzisierung der Werte der Tabelle C.2 der ÖNORM EN 1997-1 [56] sowie Tabelle 1 der ÖNORM B4434 [58]) sowie die Festlegung eines eingepprägten, bleibenden Primärspannungszustandes auf der passiven Verbauseite derzeit noch nicht

Gegenstand eines gängigen Geotechnischen Gutachtens, wodurch die Anwendung dieser Richtlinie erschwert wird. Aus diesem Grund kann die RVS 09.01.41 [64] als Versuch angesehen werden, die Ideen eines eingepprägten Primärspannungszustandes in einer österreichischen Richtlinie zu verankern. Allerdings bietet die Richtlinie aktuell keine praxistaugliche Möglichkeit, die Idee eines eingepprägten Primärspannungszustandes umzusetzen.

9.1.4 EAB – EB 102

Durch die Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes im Erddruckmodell der EB 102 soll eine realitätsnahe Berechnung der Schnittgrößen möglich werden. Die Verwendung eines eingepprägten Primärspannungszustandes erfordert die Festlegung von „neuen“ Bettungsmodulgrößen (diese sind im Vergleich zu „konventionellen“ Bettungsmodulgrößen deutlich geringer). Bis zum Abschluss der vorliegenden Arbeit wurden in Österreich erst wenige Erfahrungen im Umgang mit diesem Erddruckmodell und den zugehörigen Bettungsmodulgrößen gesammelt. Dieser Umstand erschwert aktuell die Anwendung der EB 102 in Österreich. Die EB 102 bietet zwar die Möglichkeit, den Bettungsmodul anhand unterschiedlicher Verfahren (siehe Kapitel 6.4) zu bestimmen, doch sind die ermittelten Größenordnungen aufgrund fehlender Referenzwerte nur schwer einzuschätzen und zu bewerten (vgl. RVS 09.01.41).

Bei den Schnittgrößenverläufen der durchgeführten Berechnungsvarianten konnte in vielen Fällen (ähnliches wurde bei den Berechnungsvarianten der ÖNORM B4434 beobachtet) eine deutliche Rückdrehung des Spundwandfußes festgestellt werden. Aufgrund von FE-Berechnungen (siehe Abbildungen 8.28 und 8.56) wurde deutlich, dass die aktive Erddruck- und Erdruhedruckbeanspruchung im Bodenauflegerbereich zu diesem Verformungsverhalten führen. Im Fall der EB 102 bedarf der eingepprägte Primärspannungszustand keiner Mobilisierung. Lediglich die Differenz zwischen Erdruhedruckspannung und passiver Erddruckspannung darf als mobilisierte Bettungsspannung berücksichtigt werden. Bei speziellen Baugrubenverhältnissen kann sich die Situation derart darstellen, dass die resultierende Kraft E_V der eingepprägten Primärspannungen die theoretisch mobilisierte Erdwiderstandskraft E_{mob} übersteigt (vgl. Tunnel Rannersdorf: $E_{mob} = 414,1 \text{ kN/m}$ vs. $E_V = 431,2 \text{ kN/m}$ und Startbaugrube West: $E_{mob} = 295,6 \text{ kN/m}$ vs. $E_V = 320,6 \text{ kN/m}$). Daraus resultiert eine überschüssige Belastung gegen das anstehende Erdreich, welche eine Verformung des Spundwandfußes in Richtung des Erdreiches induziert. Ähnliche Beobachtungen bei der Anwendung der EB 102 wurden in [76] festgestellt. Durch die auf der passiven Verbauseite wirkenden Erdruhedruckspannungen wurde bei sehr tiefen Baugruben (>20 m) und großen Einbindelängen festgestellt, dass eine Erhöhung der Einbindetiefe eine Verringerung der Einbindesicherheit und Erhöhung der Spundwandrückdrehung bewirkt. Diese Besonderheit entsteht durch den Umstand, dass eingepprägte Primärspannungen keinen Mobilisierungsweg benötigen. Durch Erhöhung der Einbindetiefe wird der „Kraftüberschuss“ auf der passiven Seite weiter gesteigert und bewirkt eine immer größer werdende Rückdrehung des Spundwandfußes. Die

Wirkung der elastischen Bettung tritt daher vor allem bei tiefen Baugruben zusehends in den Hintergrund. Durch die in der Realität nicht (in diesem Maß) auftretende Rückdrehung des Spundwandfußes können im Zuge der statischen Berechnung keine mobilisierten Bettungsspannungen auf der passiven Verbauseite berücksichtigt werden. Daraus resultiert, dass die Bedeutung der elastischen Bettung bei der Berechnung in den Hintergrund tritt. Die Berechnung geht in einen Kräftevergleich zwischen der eingepprägten Erdruckkraft und den einwirkenden Belastungen über.

9.1.5 Finite Elemente Berechnung

Die Verwendung eines Finite Elemente Modells zur Berechnung einer Baugrubenverbaukonstruktion stellt im Vergleich zu Stabwerksmodellen eine gänzlich andere Berechnungsmöglichkeit dar. Mithilfe von Stoffmodellen wird das Last-Verformungsverhalten des Bodens modelliert. Die Erddruckbelastung auf die Verbauwand folgt aus der Interaktion zwischen Boden- und Wandverformungen. Es kann daher als großer Vorteil gegenüber Stabwerksmodellen erachtet werden, dass im Vorfeld der Berechnung keine Festlegung von Erddruckverläufen, Umlagerungsfiguren etc. notwendig ist. Diese ergeben sich aus dem Iterations-/Berechnungsvorgang des FE-Programmes. Die FE-Berechnung bietet daher die Möglichkeit, komplexe Baugrubensituationen (z.B. mehrfach ausgesteifte Baugrubenwände mit Rückbauständen und Gebäudelasten) abzubilden, die mit Stabwerksmodellen nur schwer modellierbar sind.

Für die Durchführung von Finite Elemente Berechnungen hat sich die Verwendung von höherwertigen Stoffmodellen (z.B. HS-Modell, HSS-Modell etc.) als geeignet erwiesen. Um wirklichkeitsnahe Ergebnisse zu erzielen, müssen den verwendeten Stoffmodellen realitätsnahe Modellparameter zugrunde gelegt werden. Zur Beschreibung dieser Stoffmodelle werden jedoch Modellparameter benötigt, die in der Regel noch nicht in Geotechnischen Gutachten enthalten sind. Dieser Umstand macht in vielen Fällen eine Anwendung un- oder kaum möglich. Zudem erschweren die mangelnde Erfahrung von planenden Ingenieuren und Geotechnikern im Umgang mit diesen „neuen“ Modellparametern sowie das Festhalten an alten Berechnungsschemen die Anwendung von Finite Elemente Modellen.

Für den Gebrauch von Finite Elemente Modellen bedarf es einer ständigen Plausibilitätsprüfung der berechneten Ergebnisse. Es empfiehlt sich daher, vereinfachte Stabwerksberechnungen parallel zur FE-Berechnung durchzuführen. Anhand der in Kapitel 8 durchgeführten Vergleichsberechnungen konnte gezeigt werden, dass die Verwendung einer FE-Berechnung weitgehend mit der Inklinometermessung übereinstimmende Verformungsprognosen liefert. Als großer Vorteil gegenüber Stabwerksmodellen kann außerdem die Möglichkeit der Berechnung/Ausgabe von vertikalen Verformungen im gesamten Modellbereich (Baugrubensohle, Geländeoberkante etc.) genannt werden.

9.2 Einflussfaktoren auf die Genauigkeit von Berechnungsverfahren für Baugrubenumschließungen

Anhand der angeführten Berechnungsbeispiele und durch den Vergleich mit den vorliegenden Verformungsmessungen wurden mögliche Gründe für eine nicht zufriedenstellende Verformungsprognose bzw. unzureichende Berechnungsgenauigkeit festgestellt. Es können im Wesentlichen drei Einflussfaktoren für eine unzureichende Genauigkeit der Verformungsberechnung genannt werden:

- der Ansatz des Bettungsmoduls und dessen Verlauf über die Tiefe
- die fehlende Berücksichtigung des Erdruhedruckes und einer elastischen Bettung auf der aktiven Verbauseite
- die der Berechnung zugrunde gelegten Reibungswinkel

Im Folgenden werden die angeführten Punkte genauer betrachtet und ihre tatsächlichen Auswirkungen erneut analysiert.

9.2.1 Einfluss von Größe und Verlauf des Bettungsmoduls

Die Modellierung des Bodenaufagers als elastische Bettung („Federmodell“) ermöglicht die Modellierung der Interaktion zwischen dem Baugrund und der Baugrubenwand. Darunter ist die verformungsabhängige Mobilisierung von Erdwiderstandsspannungen zu verstehen. Zur Beschreibung der Interaktion muss die Größe und der Verlauf des Bettungsmoduls über die Tiefe festgelegt werden.

Der Bettungsmodul ist kein Bodenparameter und sein Verlauf über die Tiefe ist von vielen Faktoren abhängig (vgl. Kapitel 3.4.2). Eine wirklichkeitsnahe Bestimmung ist daher nur sehr schwer möglich und eine allgemeingültige Lösung ist nicht möglich. Der Bettungsmodulverlauf ist jedoch oftmals entscheidend für die Schnittsgrößenverläufe der Baugrubenwand. Aus der analytischen Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens ergibt sich der Einfluss des Bettungsmoduls auf die Größe der Verformungen mit $k_{sh}^{3/4}$ und auf die Biegemomente mit $k_{sh}^{1/4}$. Ein fehlerhaft angenommener Bettungsmodulverlauf hat somit einen wesentlich größeren Einfluss auf die Verformungen als auf die Biegemomente der Baugrubenumschließung. Dieser Umstand konnte auch bei den durchgeführten Berechnungsbeispielen (vgl. Tabelle 8.8 und Tabelle 8.15) nachgewiesen werden. In Abbildung 9.5 sind beispielhaft die Auswirkungen von unterschiedlichen Bettungsmodulverläufen auf die Schnittgrößen (Verformung und Biegemoment) anhand der Baugrube Tunnel Rannersdorf dargestellt. Anhand der Graphik ist ebenfalls erkennbar, dass die Wahl der Größe und des Verlaufes des Bettungsmoduls größere Auswirkungen auf die berechneten Verformungen als auf die Biegemomente der Baugrubenumschließung hat.

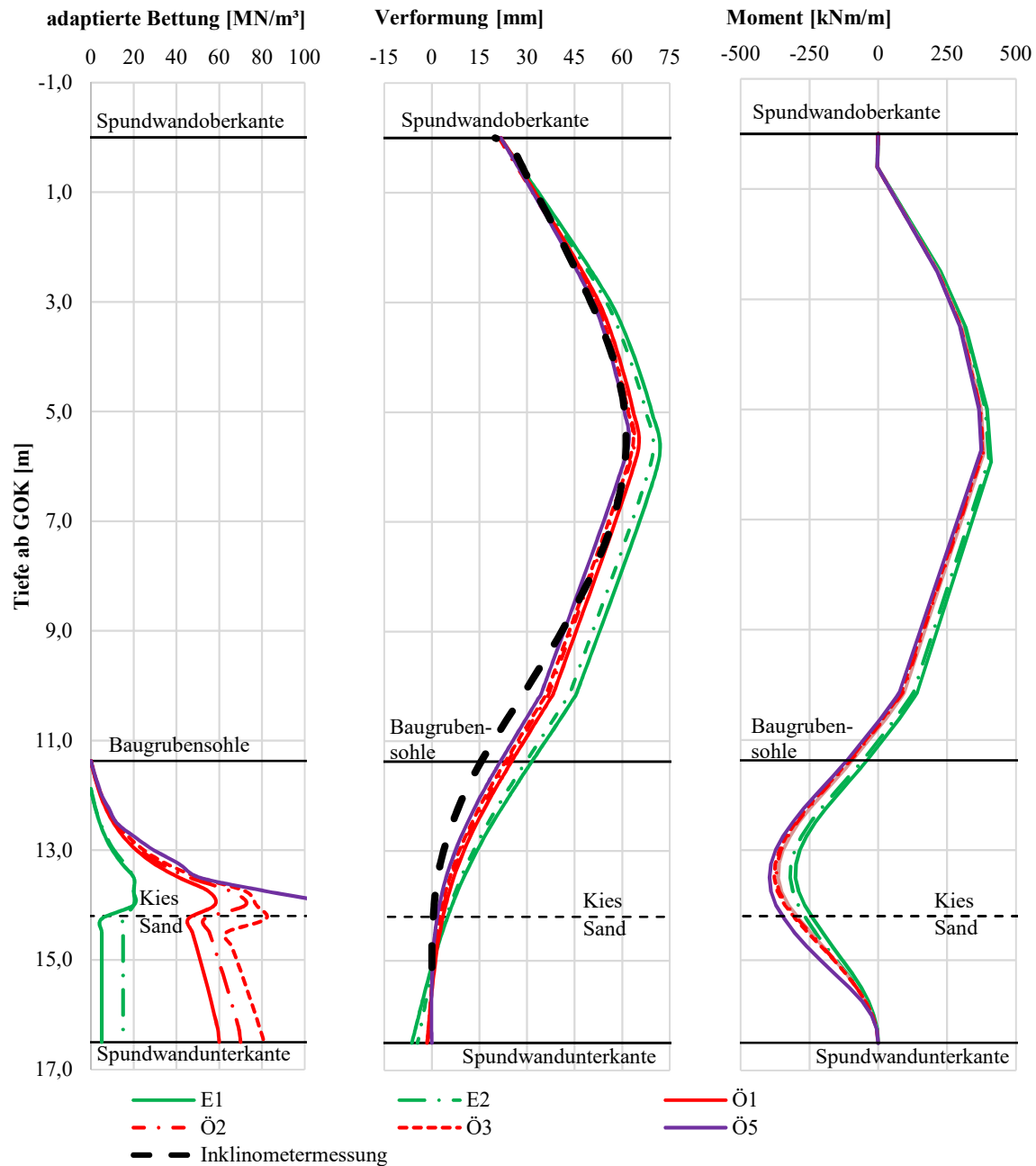


Abbildung 9.1: Auswirkungen des Bettungsmodulverlaufes auf die Schnittgrößen der Baugrubenumschließung; Baugrube Tunnel Rannersdorf

Anhand der Berechnungsbeispiele konnte weiters gezeigt werden, dass die adaptierten Bettungsmodulverläufe in den ersten Metern unterhalb der Baugrubensohle den aus den Inklinometermessungen abgeleiteten Verläufen folgen (vgl. Abbildung 8.34 und Abbildung 8.73), danach übersteigen die berechneten Bettungsmoduln jene des Geotechnischen Gutachtens deutlich. Erwartungsgemäß konnte mit den anhand von Inklinometermessungen abgeleiteten Bettungsmodulverläufen eine sehr gut mit der Messung übereinstimmende Biegelinie berechnet werden. Bei allen anderen Berechnungsvarianten konnte eine Unterschätzung der Bettungsmoduln im Fußbereich der Baugrubenwand festgestellt werden. Zur Bestimmung des

Bettungsmodulverlaufes empfiehlt es sich daher, den Bettungsmodulverlauf anhand von Inklinometermessungen vergleichbarer Baugruben (Baugrubentiefe, Untergrundverhältnisse, etc.) abzuschätzen.

Aufgrund der jahrzehntelangen Anwendung der ÖNORM B4434 [58] liegen für zahlreiche in Österreich typische Bodenarten bewährte Größen und Verläufe des Bettungsmoduls über die Tiefe vor.

Die EAB – EB 102 führt zur Bestimmung des Bettungsmoduls zahlreiche Näherungsverfahren (vgl. Kapitel 6.4.3.1.2) an, diese können als erste Abschätzung des Bettungsmodulverlaufes verwendet werden, eine Allgemeingültigkeit dieser Zusammenhänge besteht jedoch nicht. Weiters führt die EAB die Ableitung des Bettungsmodulverlaufes aus der FE-Berechnung an. Diese Vorgangsweise wird vom Verfasser dieser Arbeit nicht empfohlen, denn aufgrund der fehlenden Berücksichtigung von eingepägten Primärspannungen auf der aktiven Verbauseite können bei Stabwerksmodellen die im FE-Modell wirkenden Spannungszustände nicht modelliert werden.

9.2.2 Einfluss der Berücksichtigung von Erdruhedruck- und Bettungsspannungen auf der aktiven Verbauseite

Nach den derzeit üblichen Erddruckansätzen (konventionelles Erddruckmodell und Erddruckmodell der EB 102) wird im Regelfall keine elastische Bettung und keine Erdruhedruckspannung im Bereich des Erdaufagers auf der aktiven Seite der Baugrubenumschließung in der Berechnung berücksichtigt. Den Abbildungen 8.38 und 8.76 ist jedoch zu entnehmen, dass bei den FE-Modellierungen stets eine Aktivierung des Erdruhedruckes und eine Mobilisierung des Erdwiderstandes erfolgt. Hettler [41] führt in diesem Zusammenhang an: „Bei größeren Einbindetiefen mit einem Verschiebungsnulldpunkt ist der Ansatz des aktiven Erddrucks im rückdrehenden Bereich auch bei verschiebblichen Wänden nicht realistisch. Es wird deshalb vorgeschlagen, unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes den Erdruhedruck anzusetzen (Abbildung 9.2). Daraus ergibt sich, dass sich unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes im Ausgangszustand die Drücke ausgleichen und der Träger belastungsfrei ist“ [41].

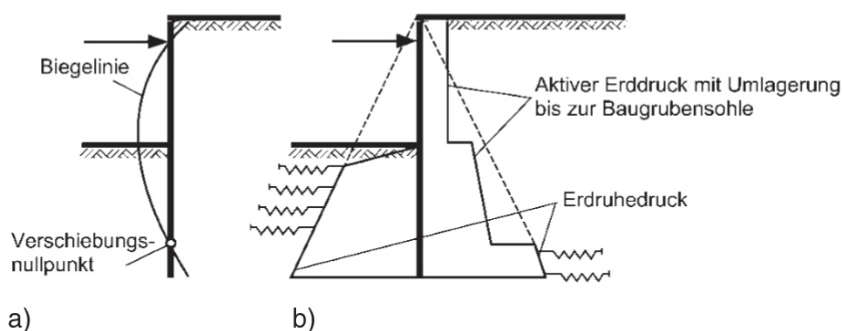


Abbildung 9.2: Lastbild für eine Wand mit Rückdrehung im Wandfußbereich: a) Biegelinie, b) Lastbild mit Vorbelastung ab Baugrubensohle bis zum Verschiebungsnulldpunkt [41]

Anhand eines Beispiels soll die positive Auswirkung des in Abbildung 9.2b angeführten „modifizierten“ Erddruckansatzes auf die Verformungsprognose hervorgehoben werden. In Abbildung 9.3 wird anhand der Berechnungsvariante E1 der Baugrube Tunnel Rannersdorf (Berechnungsannahmen siehe Kapitel 8.1.7.1) ersichtlich, dass durch die Verwendung von Erdruchdruckspannungen und einer elastischen Bettung unterhalb des Verschiebungsnulldpunktes (theoretischer Drehpunkt) eine Rückdrehung im Bereich des Fußauflagers vollständig verhindert werden kann. Zusätzlich ist eine Reduktion der maximalen Durchbiegung um rund zehn Millimeter erkennbar. Dadurch konnte eine Steigerung der Berechnungsgenauigkeit erzielt werden.

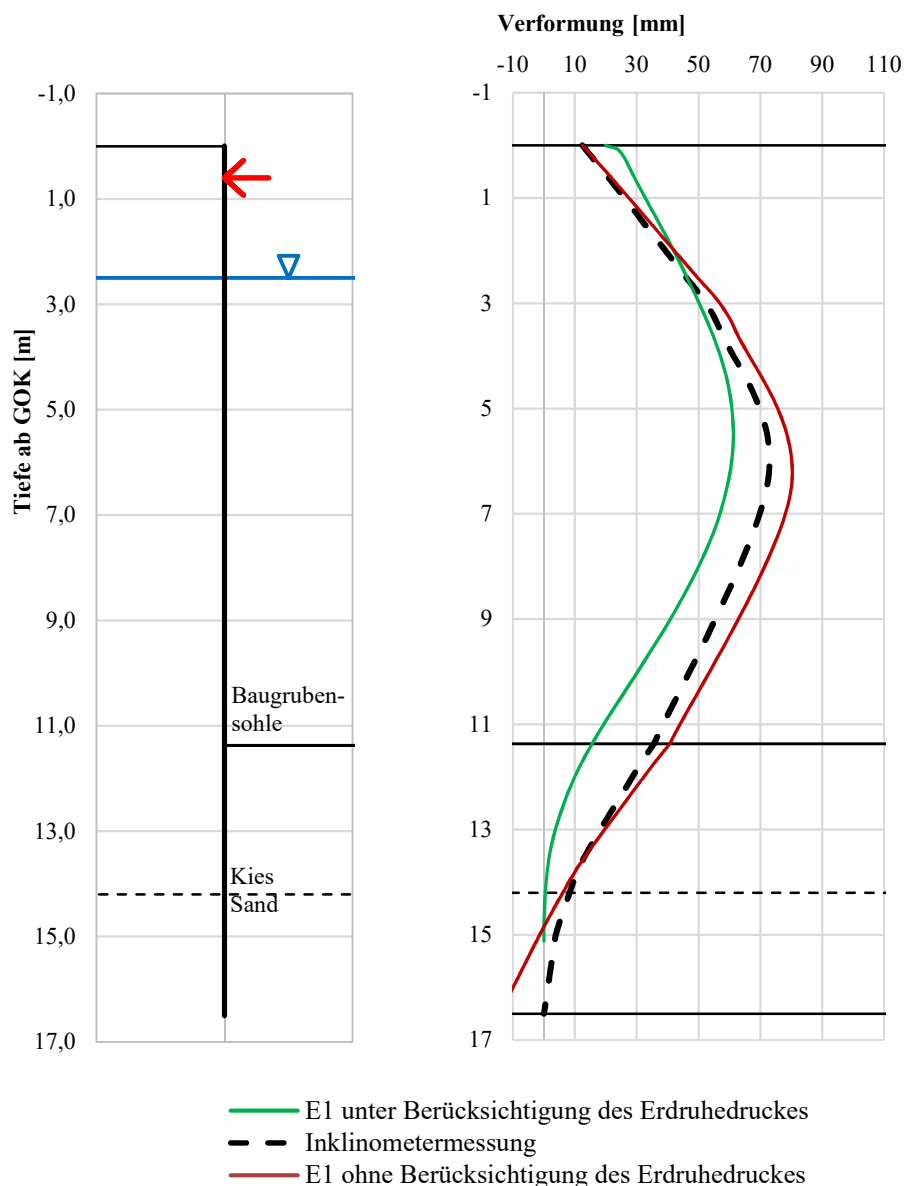


Abbildung 9.3: Auswirkungen des Erdruchdruckes und einer elastischen Bettung im Bodenauflegerbereich auf der aktiven Verbauseite

9.2.3 Einfluss der Reibungswinkel

Wie den Vergleichsberechnungen in Kapitel 8 entnommen werden kann, übt die Wahl der Reibungswinkel einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnung einer Baugrubenwand aus. In der Regel handelt es sich bei den in Geotechnischen Gutachten angeführten Reibungswinkeln lediglich um untere charakteristische Werte für Reibungswinkel anstatt um Mittelwerte. *Hegert* [39] empfiehlt daher die Abschätzung des Reibungswinkels aus Ramm- und Drucksondierungen, um Ungenauigkeiten durch zu konservative Annahmen des Reibungswinkels ausschließen zu können. Eine beispielhafte Bestimmung von modifizierten Reibungswinkeln ist in Kapitel 8.1.8.2 und 8.2.8.2 angeführt. In diesem Zusammenhang muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Ableitung von Reibungswinkeln aus Ramm- und Drucksondierungen bestenfalls eine Abschätzung darstellt. Die weitere Verwendung der ermittelten Reibungswinkel ist mit großer Vorsicht zu genießen! Weiters beschreiben die empirischen Zusammenhänge, die für die Abschätzung des Reibungswinkels verwendet werden, lediglich eine sehr kleine Bandbreite von Böden. Lokale Unterschiede in der Kornstruktur, Kornzusammensetzung, der geologischen Entstehungsgeschichte etc. können dazu führen, dass diese empirischen Zusammenhänge stark von der Realität abweichende Ergebnisse liefern!

Die angenommenen Reibungswinkel beeinflussen wesentlich die Bestimmung der resultierenden Erddruckbeiwerte. Bei der Verwendung von erhöhten Reibungswinkeln können beispielsweise dem Erddruckmodell der EB 102 geringere eingeprägte Primärspannungen zugrunde gelegt werden. Eine Steigerung der Reibungswinkel induziert jedoch auch eine Erhöhung der passiven Erddruckspannungen, was höhere mobilisierbare Bettungsspannungen ermöglicht.

Anhand der in Kapitel 8 durchgeführten Berechnungsvarianten konnte festgestellt werden, dass die Verwendung von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln – im Vergleich mit den in den Geotechnischen Gutachten angeführten – zu einer Reduktion der Verformungen führt. Anhand der durchgeführten Berechnungsbeispiele kann jedoch keine generelle Aussage darüber getroffen werden, ob die Verwendung von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln zu einer Verbesserung der Verformungsprognose führt. Es konnte bei den einzelnen Berechnungsvarianten sowohl eine Steigerung als auch eine Verschlechterung der Verformungsprognose festgestellt werden.

In den Abbildungen 9.4 und 9.5 sind beispielhaft die Auswirkungen von erhöhten Reibungswinkeln dargestellt. Den strichlierten Berechnungsvarianten wurden erhöhte Reibungswinkel, den durchgezogenen Verläufen wurden die in den Geotechnischen Gutachten enthaltenen Reibungswinkel zugrunde gelegt. Anhand der Abbildungen ist neben einer Reduktion der horizontalen Verformungen auch eine deutliche Verringerung der Feldmomente erkennbar. Dies ist auf die Verringerung der aktiven Erddruckkräfte (diese wirken als Belastung auf die Baugrubenwand, vgl. Abbildung 9.4) zurückzuführen, welche sich bei einer Erhöhung der Reibungswinkel einstellt. Eine Überschätzung der Reibungswinkel könnte somit zu einer Unterdimensionierung der Verbauwand führen. Von einer Erhöhung des Reibungswinkels (über die

Größe gemäß Geotechnischem Gutachten hinaus) auf der Grundlage von durchgeführten Druck- und Rammsondierungen wird aus diesem Grund abgeraten!

Erddruck mit Reibungswinkeln des Geotechnischen Gutachtens
 Erddruck mit modifizierter Reibungswinkeln

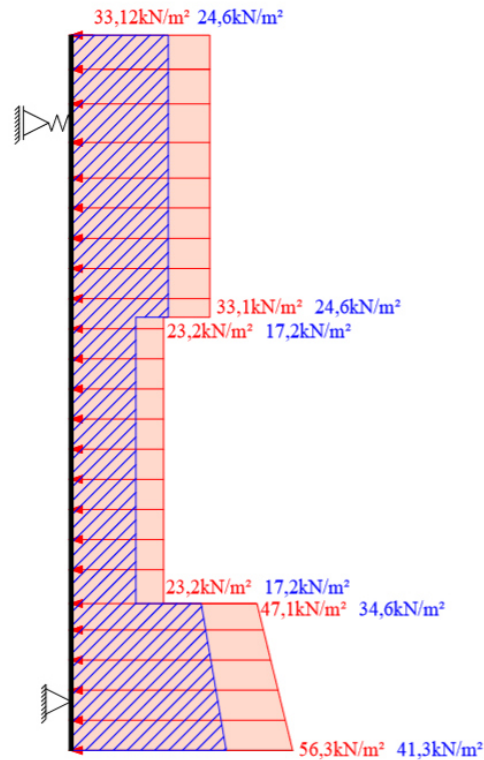


Abbildung 9.4: Auswirkungen der Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln anhand des Beispiels der Baugrube Tunnel Rannersdorf

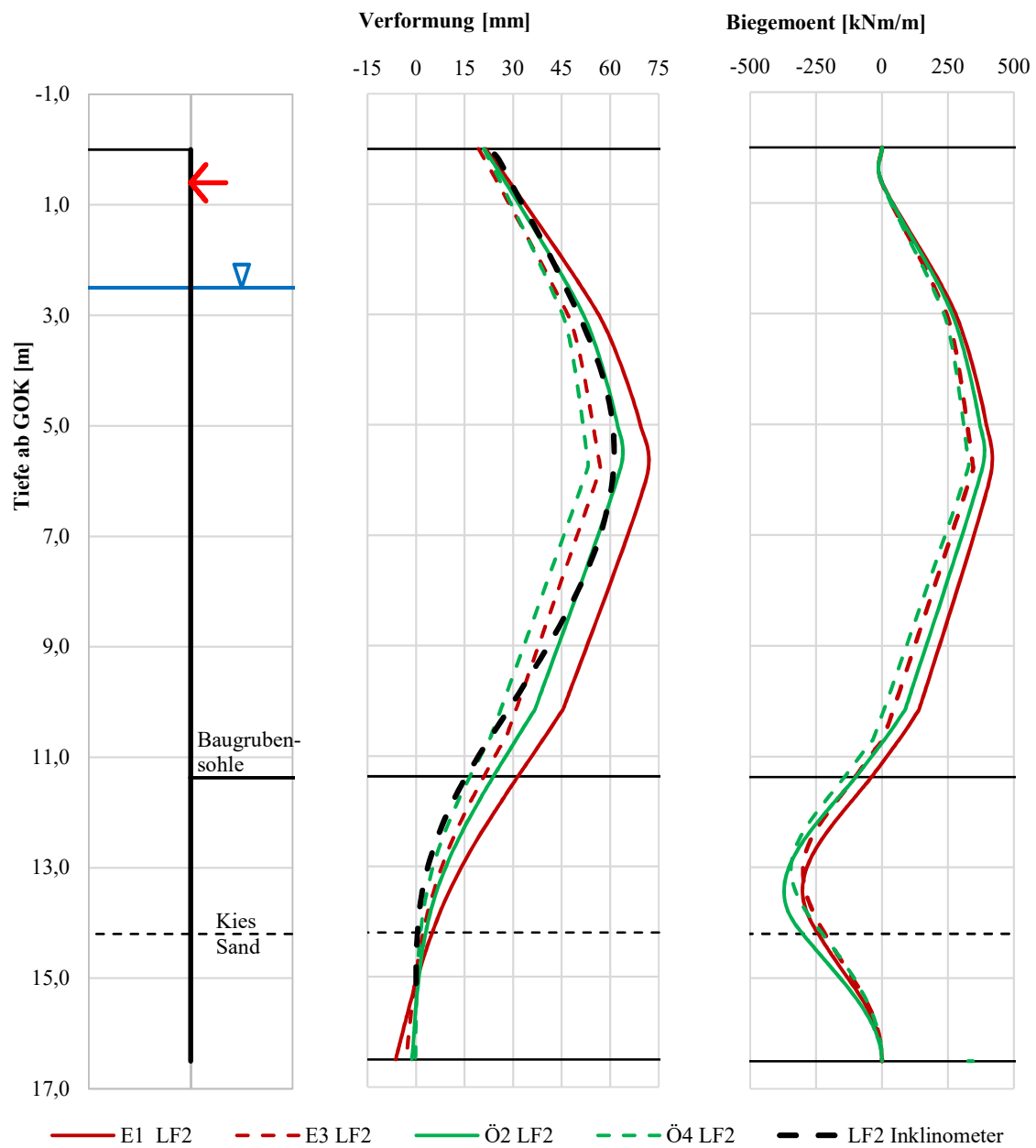


Abbildung 9.5: Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln auf die Biegelinie und Biegemomente; Baugrube Tunnel Rannersdorf

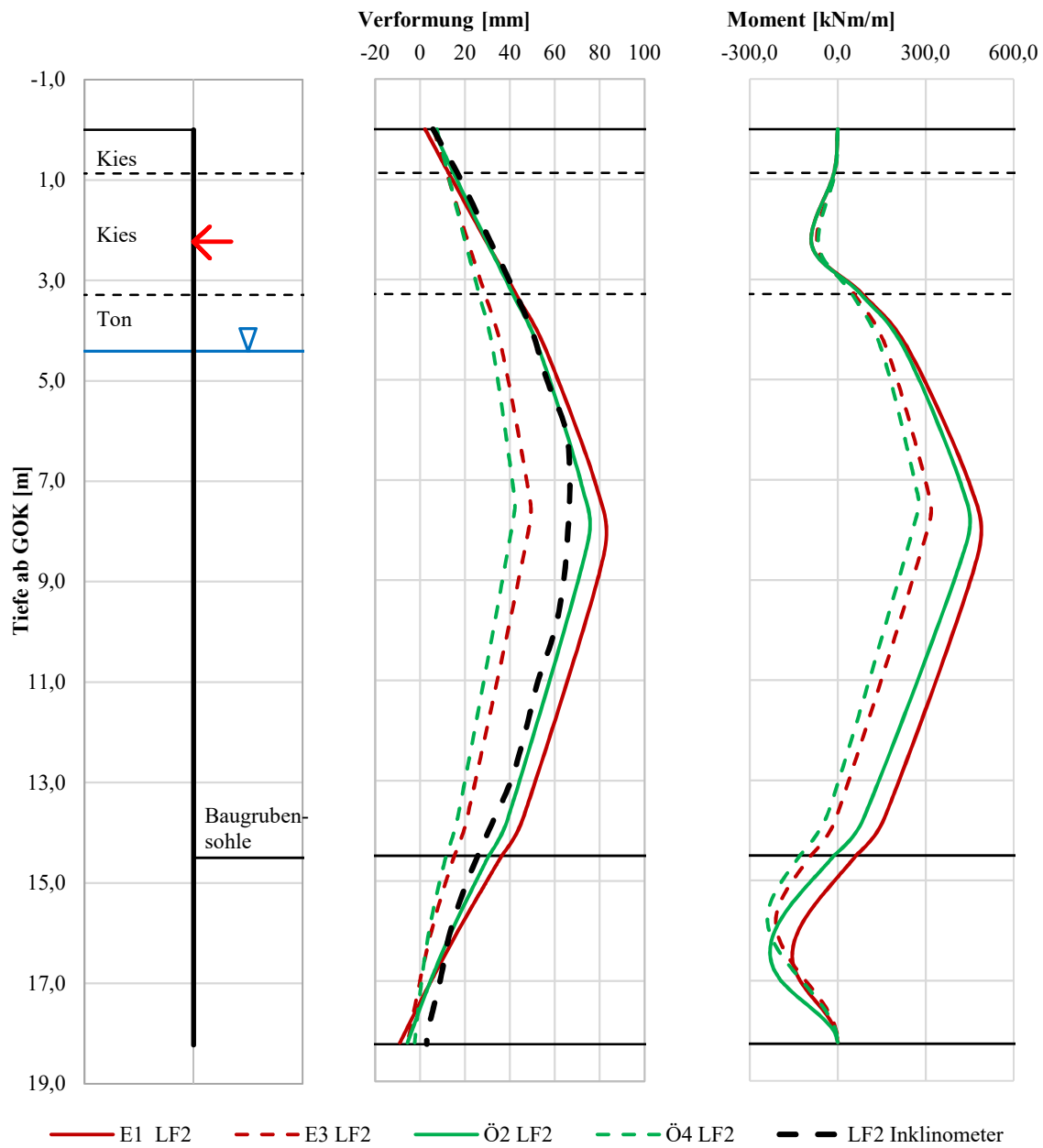


Abbildung 9.6: Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln auf die Biegelinie und Biegemomente; Startbaugrube West

10. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse dieser Diplomarbeit sollen das Verständnis für die Berechnung von Baugrubenumschließungen erweitern. Nach einer umfangreichen Herleitung der Berechnungsgrundlagen werden mit Hilfe von zwei Berechnungsbeispielen Vor- und Nachteile für verschiedene Berechnungsverfahren für Umschließungen von tiefen Baugruben angeführt.

Das Verfahren nach *Blum* [16] zählt zur Gruppe der Stabwerksmodelle. Aufgrund des punktuellen Erdaufagers wird keine Interaktion zwischen der Boden- und der Spundwandverformung in der Berechnung berücksichtigt. Die ermittelte Biegelinie resultiert ausschließlich aus den Steifigkeitseigenschaften der Baugrubenwand.

Dennoch konnten bei den untersuchten Berechnungsbeispielen mit den Inklinometermessungen sehr gut übereinstimmende Biegelinien berechnet werden. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass sich aufgrund der sehr dicht gelagerten nicht bindigen Böden, welche keine Kohäsion aufweisen, die theoretische Erddruckverteilung nach dem Verfahren nach *Blum* auch in der Realität ausbilden kann.

Aufgrund der Einfachheit des Verfahrens nach *Blum* sollte auch in Zukunft auf eine Vergleichsberechnung mit diesem nicht verzichtet werden!

Das Bettungsmodulverfahren ist ebenfalls der Gruppe der Stabwerksmodelle zuzuordnen. Mit Hilfe einer elastischen Bettung des Bodenauflagerbereichs ist es möglich, die Interaktion zwischen der Baugrubenwand und dem anstehenden Untergrund wirklichkeitsnahe zu erfassen. Dafür ist die Festlegung der Größe und des Verlaufes des Bettungsmoduls erforderlich. Der Bettungsmodul ist jedoch kein Bodenparameter und von zahlreichen Faktoren abhängig. Anhand der durchgeführten Vergleichsberechnungen konnte der theoretische Zusammenhang bestätigt werden, dass der Bettungsmodul einen größeren Einfluss auf die Verformungen als auf die Biegemomente der Baugrubenumschließung hat.

Mit dem in der EAB – EB 102 angeführten Erddruckmodell werden auf der passiven Verbauseite sowohl mobilisierte Bettungsspannungen als auch eingeprägte Primärspannungen berücksichtigt (vgl. Abbildung 3.33). Damit soll eine wirklichkeitsnahe Bestimmung von Verformungen und Schnittgrößen möglich werden. Im Zuge der Auswertung der Berechnungsbeispiele konnten jedoch

keine wesentlichen Vorteile gegenüber den jahrzehntlang von Bauingenieuren erprobten konventionellen Bettungsmodulverfahren (Verfahren nach ÖNORM B4434) festgestellt werden. Aufgrund der fehlenden Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen auf der aktiven Verbauseite (vgl. Abbildung 9.5) kann das Potential dieses Erddruckmodelles nicht ausgeschöpft werden. So sind zum Beispiel die in den Berechnungsbeispielen auftretenden Spundwandrückdrehungen der fehlenden Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen auf der passiven Verbauseite zuzuschreiben. In Österreich wird die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens der EB 102 auch dadurch erschwert, dass bis zur Erstellung dieser Arbeit erst wenige Erfahrungen im Umgang mit diesem Berechnungsverfahren gesammelt wurden. Aufgrund fehlender Referenzwerte können die anhand der EB 102 ermittelten Bettungsmoduln nur schwer eingeschätzt werden. Von einer Bestimmung des Bettungsmodulverlaufes anhand eines FE-Modelles wird abgeraten, denn aufgrund der fehlenden Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen auf der aktiven Baugrubenwandseite können bei Stabwerksmodellen die in FE-Modellen wirkenden Spannungszustände nicht modelliert werden.

Für die Bestimmung/Festlegung von Bettungsmodulgrößen des konventionellen Erddruckmodelles liegen in Österreich umfangreiche Erfahrungswerte vor. So können von Geotechnikern für zahlreiche in Österreich typische Bodenarten Bettungsmodulgrößen sowie deren Verläufe über die Tiefe mit ausreichender Genauigkeit angegeben werden. Mit den aus den Inklinometermessungen abgeleiteten Bettungsmodulverläufen konnten erwartungsgemäß gut mit der Inklinometermessung übereinstimmende Biegelinien berechnet werden. Es wird daher – sofern möglich – empfohlen, den Bettungsmodulverlauf anhand von Inklinometermessungen vergleichbarer Baugruben (Baugrubentiefe, Untergrundverhältnisse, etc.) abzuschätzen.

Durch die Anwendung eines FE-Modelles wird es möglich, komplexe Belastungs- und Baugrubensituationen zu modellieren. Es ist nicht mehr erforderlich, Erddruckverteilungen für Baugrubenwände festzulegen. Durch numerische Berechnungen ergeben sich aus der Interaktion zwischen Boden und Baugrubenwand die auf die Baugrubenwand einwirkenden Erddruckspannungen. Für die Durchführung von FE-Berechnungen hat sich die Verwendung von höherwertigen Stoffmodellen (z.B. HS-Modell, HSS-Modell etc.) als geeignet erwiesen. Derzeit sind die dafür erforderlichen Modellparameter jedoch noch nicht Bestandteil eines gängigen Geotechnischen Gutachtens. Dieser Umstand erschwert die Anwendung sehr und in vielen Fällen müssen aufwändige Parameterstudien durchgeführt werden, um die möglichen Extremfälle abzubilden.

Aufgrund der Komplexität der verwendeten Stoffmodelle und der umfangreichen Berechnungsoptionen der FE-Programme sind die berechneten Ergebnisse stets auf deren Plausibilität zu prüfen. Dafür eignen sich Vergleichsberechnungen mit einfachen Stabwerksmodellen. Weiters ist bei der Erstellung von FE-Modellen ein besonderes Augenmerk auf die zu modellierenden Randbedingungen (Auflager-, Grundwasserbedingungen etc.) zu legen.

Werden Fehler bei der Definition der Randbedingungen gemacht, können diese das Berechnungsergebnis entscheidend beeinflussen.

Die Genauigkeit von Verformungsprognosen für Baugrubenumschließungen kann laut *Hegert* [39] „durch den Ansatz eines wirklichkeitsnahen Reibungswinkels im Sinne eines Mittelwertes anstelle eines unteren charakteristischen Wertes“ [39] erreicht werden. Anhand einer beispielhaften Bestimmung von modifizierten Reibungswinkeln (vgl. *Hegert* [39]) auf Basis von Druck- und Rammsondierungen wurden die Auswirkungen von erhöhten Reibungswinkeln auf die Schnittgrößen evaluiert. Bei den Berechnungsbeispielen konnte in einigen Fällen eine Verbesserung der Verformungsprognose festgestellt werden. Eine generelle Aussage, ob die Modifikation/Erhöhung von Reibungswinkeln zu einer Steigerung der Berechnungsgenauigkeit führt, kann jedoch nicht getroffen werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass eine unzulässige Erhöhung der Reibungswinkel (z.B. anhand der Ableitung eines Reibungswinkels aus Rammsondierungen) eine Unterdimensionierung der Verbauwand bewirken kann. Durch die Erhöhung des Reibungswinkels ergibt sich aufgrund der Verringerung der aktiven Erddruckbelastung eine Reduktion der auftretenden Biegemomente sowie der Wandverformung. Von einer Ableitung von Reibungswinkeln aus Druck- und Rammsondierungen oder die Verwendung von erhöhten/modifizierten Reibungswinkeln wird daher dringend abgeraten.

Literaturverzeichnis

- [1] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik I Kap. 4: 4
Bodenkenngrößen und Bodenklassifizierung; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [2] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik I Kap. 6: 6. Hydraulische Eigenschaften von Böden; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [3] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik I Kap. 8: 8.
Festigkeitseigenschaften von Böden; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [4] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, I Kap. 9, 9. Erddruck;
Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [5] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, I Kap. 13, 13.
Tiefgründung; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [6] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, I Kap. 15, 15.
Baugrubensicherungen; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [7] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, I Kap. 16, 16.
Grundwasserhaltung; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [8] Adam D.; Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, I Kap. 19, 19. Ausblick:
Eurocode 7; Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2016
- [9] Adam D.; Skriptum zur Übung Grundbau und Bodenmechanik 1: Baugrubensicherungen;
Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien 2013
- [10] Adam D., Markiewicz R., Schreidl B., Stangl E.; Besonderheiten der tiefen Baugrube in den
Baulosen H7 und H8 der Unterinntalstrecke; BBT-Symposium; Innsbruck 2007
- [11] Arbeitsgemeinschaft ILF-GTH; Geotechnischer Bericht, Eisenbahnachse Brenner,
Unterflurstrecke Fritzens/Baumkirchen, Ausschreibungsprojekt, Los H7-1; 2004
- [12] Arbeitsgemeinschaft ILF-GTH; Geotechnischer Längenschnitt, Eisenbahnachse Brenner,
Unterflurstrecke Fritzens/Baumkirchen, Ausschreibungsprojekt, Los H7-1; 2004
- [13] Bartl U.; Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosen Boden, Institut für
Geotechnik, Technische Universität Dresden; Heft 12; 2004
- [14] Bauer Spezialtiefbau GmbH; Messprotokoll Inklinometermessung BV Fritzens; 2005
- [15] Besler, D.; Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens
von gestützten Baugrubenwänden, Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und
Grundbau, Universität Dortmund; Dortmund 1998
- [16] Blum H.; Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken; Dortmund 1930

- [17] Blum H., Lohmeyer E.; Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken; Die Bautechnik, 27.Jahrgang, Heft 2; Februar 1950
- [18] Brandl, H.; Dalmatiner, J.; Brunnenfundierungen von Bauwerken in Hängen, Heft 352; Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung; Wien 1988
- [19] Brand T., Bastian D., Hillmann S.; Die Berechnung von Baugruben mit dem Bettungsmodulverfahren nach EB 102; Bautechnik 88, Heft 10, S.694-706; Ernst & Sohn; Berlin 2011
- [20] Dalamtiner J.; Brunnengründungen in Hanglagen, Dissertation; Technische Universität Graz, 1984
- [21] DC-Software: Programmhandbuch DC-Baugrube, München; DC-Software Doster und Christmann GmbH, 2017
- [22] DIN EN 1997-1; Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN; Berlin 2013
- [23] DIN 1054: 2010-12; Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN; Berlin 2010
- [24] DIN 4085; Baugrund – Berechnung des Erddrucks; Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN; Berlin 2011
- [25] Dittrich W., Schreidl B., Adam D.; Geotechnische Aspekte beim Bau des Tunnels Rannersdorf in Spundwandbauweise; Wien 2006
- [26] Duncan J.M., Chang C.Y.; Nonlinear analysis of stress and strain in soil, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division; 96: Seite 1629.1653; 1970
- [27] EAB Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 4. Auflage; Ernst & Sohn; Berlin 2006
- [28] EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 5. Auflage; Ernst & Sohn; Berlin 2012
- [29] EA- Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitskreis Pfähle; Ernst & Sohn; Berlin 2012
- [30] EANG: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“; Ernst & Sohn; Berlin 2014
- [31] EAU 2012; Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 11.Auflage; Ernst & Sohn; Berlin 2012
- [32] Eißfeld F.; Sondierungen und deren Bewertung; BAW-Hamburg; Ref. Geotechnik Nord; 2005
- [33] Fellin W., D. Kolymbas; Hypoplastizität für Einsteiger, Bautechnik 77; Heft 1; Ernst und Sohn; Berlin 2000
- [34] Fellin W., D. Kolymbas; Hypoplastizität für leicht Fortgeschrittene, Bautechnik 79; Heft 12; Ernst und Sohn; Berlin 2002
- [35] Fillibeck J.; Oberflächensetzung beim Vortrieb von Tunnel in Lockergestein -Prognose, Messung und Beeinflussung; Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München; München 2012
- [36] Franke D.; Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung, Habilitationsschrift (Disertation B); TU Dresden; Heft 1; 1983
- [37] Fross M., Krejci E., Püchl G.; Geotechnisches Gutachten Tunnel Rannersdorf; Gruppe Geotechnik; Wien 2001

- [38] Gudehus G.; Bodenmechanik; Enke Verlag; Stuttgart 1981
- [39] Hegert H.; Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen; Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Technischen Universität Dortmund, Heft 32; Dortmund 2016
- [40] Hellmich C.; Skriptum zur Vorlesung Festigkeitslehre; Technische Universität Wien; Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen; Wien 2012
- [41] Hettler A., Vega-Ortiz S., Gutjahr S.; Nichtlinearer Bettungsansatz von Besler von Baugrubenwänden; Bautechnik 82, Heft 9, S.593-604; Ernst & Sohn; Berlin 2005;
- [42] Hill R.; The Mathematical Theory of Plasticity; Oxford University Press; London 1950
- [43] Jaky J.; Der Ruhedruckbeiwert, veröffentlicht in ungarischer Sprache in der Zeitschrift M.M.E.E Közlönye, Archiv des Geotechnik – Departments der TU Budapest; übersetzt von Soos 1993
- [44] Jung S.; Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände im mitteldicht gelagertem Sand; Veröffentlichung des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern, Heft 12; Kaiserslautern 2007
- [45] Katzenbach R.; Umdruck zur Vorlesung: Anwendung der FEM in der Geotechnik; Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik; Darmstadt 2012
- [46] Katzenbach R.; Studienunterlagen Geotechnik: VI Erddruck; Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik; Darmstadt
- [47] Karstunen M.; Vortrag: Hardening Soil Model; University of Strathclyde
- [48] Kondner R.L.; A hyperbolic stress strain formulation for sands, 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics; 1: Seite 289-324; Brasilien 1963
- [49] Lackner E.; Berechnung mehrfach gestützter Spundwände; Mitteilung aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 15; Ernst & Sohn; Berlin 1944
- [50] H.-J. Lang, J. Huder, P. Amann, A. Purzin; Bodenmechanik und Grundbau, Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbautechnischen Konzepte, 8. ergänzte Auflage; Springer Verlag; Zürich 2006
- [51] Manual PLAXIS Material laws; Plaxis Pv; Delft 2016
- [52] Manual PLAXIS Tutorial; Plaxis Pv; Delft 2016
- [53] Mao P.; Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad; Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16; Dortmund 1993
- [54] Nenzda H.; Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau; Heft 8, Seite 98-702; 1973
- [55] Öhde J.; Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, Bauingenieur, Heft 20; Heft 33/34, S.451-459; 1939
- [56] ÖNORM B1997-1-1: 2013 09 01; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln; Nationale Festlegungen und Ergänzungen zu ÖNORM EN1997-1-1; Österreichisches Normungsinstitut, Wien 2013

- [57] ÖNORM B1997-2: 2017 01 01; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes, Nationale Festlegungen und Ergänzungen zu ÖNORM EN1997-2; Österreichisches Normungsinstitut, Wien 2017
- [58] ÖNORM B4434; Erd- und Grundbau. Erddruckberechnung; Österreichisches Normungsinstitut; Wien 1993
- [59] ÖNORM EN 1990: 2013-03-15; Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Österreichisches Normungsinstitut, Wien 2013
- [60] ÖNORM EN 1997-1: 2014-11-15; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
- [61] Pelz G.; Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden; Lehrstuhl Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau TU München; Heft 48, München 2011
- [62] Plaxis 2D-Software, Version 2017.1; Plaxis bv; Delft 2017
- [63] Rowe P.W; Anchored Sheet Pile Walls, Teil 1, Seite 27-70; Proc. Inst. Civil Eng; London 1952
- [64] RVS 09.01.41; Statisch Konstruktive Richtlinie RVS 9.31 - Offene Bauweise; Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße, Schiene und Verkehr; Wien 2004
- [65] RVS 09.01.42; Geschlossene Bauweise im Lockergestein unter Bebauung; Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße, Schiene und Verkehr; Wien 2013
- [66] Schmidt H.-H., Buchmaier R., Vogt-Breyer; Grundlagen der Geotechnik; Springer Vieweg, Stuttgart 2013
- [67] Schweiger H.; Unterlagen der Lehrveranstaltung: Computational Geotechnics; Technische Universität Graz; Graz 2013
- [68] Sherif G.; Elastisch eingespannte Bauwerke, Elastically fixed structures, Ernst und Sohn; Taf. z. Berechnung nach dem Bettungsmodulverfahren mit variablen Bettungsmoduli; Berlin 1974
- [69] Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik; Teil M; Technische Universität München, Lehrstuhl für Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
- [70] Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik; Teil P; Technische Universität München, Lehrstuhl für Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
- [71] Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik; Teil Q; Technische Universität München, Lehrstuhl für Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
- [72] Smolczyk U.; Grundbau –Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen; Ernst & Sohn; Böblingen 2001
- [73] Fotoarchiv des Ingenieurbüro Ste.p ZT, Wien
- [74] Ste.p ZT, Stangl E.; Verformungsberechnung/Nachrechnung BEG Unterinntal Startbaugrube; Wien
- [75] Ste.p ZT, Schreitel B., Gartner I.; Statische Berechnung Tunnel Rannersdorf; Wien
- [76] Ste.p ZT; Vergleichsberechnungen EB 102 - U5 Frankfurt, unveröffentlicht; Wien, 2017

- [77] Terzaghi K.; Evolution of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol.5, S297-326; 1955
- [78] Vogt N.; Erdwiderstandsermittlungen bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen im Sand, Mittelungsheft 44; Baugrundinstitut Stuttgart; Stuttgart 1984
- [79] Weber K.; Zum Tragverhalten einer verankerten Verbauwand, Dissertation; Universität Stuttgart; Stuttgart 1996
- [80] Weiß U.; Baugrunduntersuchungen im Feld: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen; Ernst und Sohn; Berlin 1995
- [81] Weißenbach, A., Gollub, P.; Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände bei Baugruben in Sandboden mit tiefliegender Injektionssohle, hohem Wasserüberdruck und großer Bauwerkslast. Bautechnik 72, Heft 12; Ernst und Sohn; Berlin 1995
- [82] Weißenbach A., Hettler A.; Baugruben Berechnungsverfahren, 2.Auflage; Ernst & Sohn; Berlin 2011
- [83] Werner H.; Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle; Beton- Stahlbau 65; Heft 2, S.39-3; 1970
- [84] Witt K. J. (Hrsg); Grundbau –Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 7.Auflage; Ernst & Sohn; Weimar 2008
- [85] Witt K. J. (Hrsg); Grundbau –Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und Geotechnische Bauwerke; Ernst & Sohn; Weimar 2009
- [86] Von Wolffersdorff P.; Stoffmodellierung in der Geotechnik; Vortrag bei Grundbau und Bodenmechanik 2; TU Wien; Wien 2016
- [87] Zienkiewicz O.C.; The Finite Element Method, Its Basis & Fundamentals; Elsevier Ltd; Oxford 2005, 6. Auflage

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Verschiebungsgröße u_B für den Bruchzustand in % der Wandhöhe h [58]	10
Tabelle 3.2: Erddruckansatz in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Stützung nach [24]	16
Tabelle 3.3: Verhältnis t_{min}/H in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6]	24
Tabelle 3.4: Verhältnis $t_{eingespannt}/H$ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6] ...	26
Tabelle 3.5: Verhältnis $t_{unverankert}/H$ in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ des Bodens [6].....	27
Tabelle 3.6: Anhaltspunkte für den Bettungsmodul bei nichtbindigen Böden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, adaptiert nach [27]	32
Tabelle 3.7: Exponent der Mobilisierungsfunktion nach <i>Bartl</i> [13]	38
Tabelle 4.1: Richtwerte für die Festlegung der HS-Bodenkennwerte [86]	62
Tabelle 6.1: Bestimmung des Neigungswinkels des aktiven Erddruckes δ in Abhängigkeit der Wandrauhigkeit gemäß ÖNORM B4434 [58]	73
Tabelle 6.2: Verschiebungsgröße u_B für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe h gemäß ÖNORM B4434 [58]	78
Tabelle 6.3: Verhältniswerte v_a/h für nichtbindige Böden gemäß DIN EN 1997-1 [22]	87
Tabelle 6.4: Verhältniswerte v_p/h und v/h für $0,5 \cdot \sigma_p$ nichtbindige Böden gemäß DIN EN 1997- 1 [22]	89
Tabelle 6.5: Wandreibungswinkel δ_k gemäß EAB [28]	92
Tabelle 6.6: Bettungsmodul nichtbindiger Böden unterhalb des Grundwasserspiegels gemäß EAB [28]	99
Tabelle 6.7: Neigungswinkel des aktiven Erddruckes δ_k in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit gemäß EAU [31]	102
Tabelle 6.8: Neigungswinkel des passiven Erddruckes δ_k in Abhängigkeit von der Wandbeschaffenheit gemäß EAU [31]	106
Tabelle 6.9: Verschiebungsweg und Exponent der Mobilisierungsfunktion gemäß EAU [31] ($D \dots$ Lagerungsdichte und $d \dots$ Einbindetiefe)	106
Tabelle 7.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen γ_E gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]	116
Tabelle 7.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkennwerte γ_M gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]	117
Tabelle 7.3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände von Stützbauwerken γ_R gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]	117

Tabelle 7.4: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gegen Herausziehen von Verpressankern, Verpresspfählen und Nägeln γ_R für alle Bemessungssituationen gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56]	117
Tabelle 7.5: Faktor η in Abhängigkeit von der Schadensfolgekategorie gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56].....	117
Tabelle 7.6: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für den Nachweis des Widerstandes gegen hydraulischen Grundbruch gemäß ÖNORM B1997-1-1:2013 [56].....	123
Tabelle 8.1: Zusammenfassung der Berechnungsvarianten	132
Tabelle 8.2: Bodenkennwerte der Schichten gemäß Geotechnischem Gutachten [37].....	135
Tabelle 8.3: Schlagzahlen der Rammsondierungen und modifizierte Reibungswinkel nach [80] im Bereich der Baugrube Tunnel Rannersdorf	137
Tabelle 8.4: Ermittlung von modifizierten Reibungswinkeln anhand von SPT; Baugrube Tunnel Rannersdorf	138
Tabelle 8.5: Eingangswerte zur Bestimmung des Verlaufes des Ödometersmoduls nach Gleichung (8.3); Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	139
Tabelle 8.6: Auswertung der Ödometerversuche der Baugrube Tunnel Rannersdorf bei einem Referenzdruck von 10 N/cm ²	140
Tabelle 8.7: Zusammenfassung der Modellparameter für das HS-Modell der <i>Baugrube Tunnel Rannersdorf</i>	141
Tabelle 8.8: Einfluss der unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe auf die maximalen Schnittgrößen (Biegemoment und horizontale Verformung) einer Baugrubenumschließung anhand des Berechnungsbeispiels Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	161
Tabelle 8.9: Zusammenfassung der Berechnungsvarianten der Startbaugrube West.....	175
Tabelle 8.10: Bodenkennwerte der anliegenden Schichten gemäß Geotechnischem Gutachten [11] der Startbaugrube West.....	177
Tabelle 8.11: Schlagzahlen n_{10} der Rammsondierungen und daraus abgeleitete modifizierte Reibungswinkel $\varphi_{mod.}$ der Startbaugrube West.....	178
Tabelle 8.12: Ermittlung von modifizierten Reibungswinkeln $\varphi_{mod.}$ anhand von SPT; Startbaugrube West	179
Tabelle 8.13: Eingangswerte zur Bestimmung des Verlaufes des Ödometersmoduls nach Gleichung (8.3); Startbaugrube West	180
Tabelle 8.14: Zusammenfassung der Bodenkennwerte für das HS-Modell der Startbaugrube West	181
Tabelle 8.15: Einfluss der unterschiedlichen Bettungsmodulverläufe auf die maximalen Schnittgrößen (Biegemoment und horizontale Verformung) einer Baugrubenumschließung anhand des Berechnungsbeispiels Startbaugrube West...	200
Tabelle B.1: Berechnung des Bettungsmoduls aus vorhandener Inklinometermessung der Baugrube Tunnel Rannersdorf	253
Tabelle B.2: Bodenwichten der anstehenden Schichten bei der Baugrube Tunnel Rannersdorf...	253

Tabelle B.3: Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten bei der Baugrube Tunnel Rannersdorf	253
Tabelle B.4: Modifizierte Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten bei der Baugrube Tunnel Rannersdorf	254
Tabelle C.1: Berechnung des Bettungsmoduls aus vorhandener Inklinometermessung der Startbaugrube West.....	266
Tabelle C.2: Bodenwichten der anstehenden Schichten der Startbaugrube West.....	266
Tabelle C.3: Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten der Startbaugrube West	266
Tabelle C.4: Modifizierte Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten der Startbaugrube West	266

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Konventionelle Baugrube mit Spundbohlenverbau, Tunnel Rannersdorf [73].....	6
Abbildung 2.2: Baugrube in Deckelbauweise, U1 Station Troststraße, Wien [73].....	6
Abbildung 2.3: Systematik sowie Einteilung der Herstellungsverfahren für Baugrubenumschließungen, adaptiert nach [6]	7
Abbildung 3.1: Erddruck in Abhängigkeit von der Größe und Richtung der Bewegung der Stützkonstruktion [58]	10
Abbildung 3.2: Grundformen der Wandbewegungsarten [58].....	11
Abbildung 3.3: Vorzeichenregelung für die Berechnung des aktiven Erddruckes [58].....	12
Abbildung 3.4: Ansatz des Mindesterdrukkes nach ÖNORM B4434 [58]	14
Abbildung 3.5: Erddruck bei oberflächenparallel geschichtetem Baugrund [46]	14
Abbildung 3.6: Erddruckverteilung zufolge infolge flächiger Auflast [58].....	15
Abbildung 3.7: Lastfiguren für den Erddruck aus lotrechten Nutzlasten bei nicht oder nachgiebig gestützten Wänden nach [28]	15
Abbildung 3.8: Lastfigur für einfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28].....	18
Abbildung 3.9: Lastfigur für zweifach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28]	18
Abbildung 3.10: Lastfigur für dreifach oder mehrfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände [28]	19
Abbildung 3.11: Möglichkeiten zur Modellierung des Erdaufagers [71]	19
Abbildung 3.12: Vorzeichenregelung für die Berechnung des passiven Erddruckes [58].....	20
Abbildung 3.13: Mobilisierte Erddruckspannungen im Bereich des Wandfußes bei Drehung um den Fußpunkt nach Rowe [63]	21
Abbildung 3.14: Bodenreaktionsspannung im Erdauflagerbereich adaptiert nach [70]	22
Abbildung 3.15: Glatte, starre, oben verankerte Wand, Erdauflager frei beweglich gelagert, adaptiert nach [6]	23
Abbildung 3.16: Glatte, elastische, einfach verankerte, teilweise in den Boden eingespannte Wand $t_{min} < t < t_{eingespannt}$ [6]	25
Abbildung 3.17: Glatte, elastische, einfach verankerte, voll im Boden eingespannte Wand $t = t_{eingespannt}$ [6]	25
Abbildung 3.18: Glatte, elastische, unverankerte, voll in den Boden eingespannte Wand $t = t_{unverankert}$ [6]	26
Abbildung 3.19: Erdauflager mittels elastischer Bettung	27
Abbildung 3.20: Bodenmodell des Bettungsmodulverfahrens.....	28
Abbildung 3.21: Einfluss der Verteilung des Bettungsmoduls $k_{sh}(z)$ auf Größe und Verlauf der Biegemomente [5]	30

Abbildung 3.22: Bettung des Wandfußes mittels n Einzelfedern [82].....	33
Abbildung 3.23: Ausgangsspannungszustand im Bodenauflagerbereich einer Baugrubenwand [15]	36
Abbildung 3.24: Mobilisierungskurven mit und ohne Vorbelastung [15]	37
Abbildung 3.25: Einfluss des Grundwassers auf den aktiven Erddruck [58].....	39
Abbildung 3.26: Hydrostatische Wasserdruckverhältnisse bei einer nicht umströmten Baugrubenwand [1]	40
Abbildung 3.27: Hydrostatische Wasserdruckverhältnisse bei einer umströmten Baugrubenwand [1]	42
Abbildung 3.28: Hydraulische Instabilität für $R = G' - S < 0$ [50].....	43
Abbildung 3.29: Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube außerhalb des Grundwasserkörpers	44
Abbildung 3.30: Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube mit Unterwasseraushub	45
Abbildung 3.31 Typische Bauzustände bei der Herstellung einer Baugrube mit Grundwasserabsenkung	46
Abbildung 3.32: Unterschiedliche Spannungsansätze zur Modellierung des Erdwiderlagers [61] .	47
Abbildung 3.33: Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes [81]	47
Abbildung 3.34: Schematische Darstellung eines Spannungsverlaufes bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung mit zugehörigen K_0 -Werten [61].....	48
Abbildung 4.1: Annahme des Berechnungsquerschnittes [45]	50
Abbildung 4.2: Möglichkeiten zur Abbildung eines Verpresskörpers [45]	52
Abbildung 4.3: Darstellung der hexagonalen Fließfläche des MC-Modelles im Hauptspannungsraum [51].....	55
Abbildung 4.4: Darstellung der Versagensfläche und des plastischen Potentials für das Stoffmodell nach <i>Mohr Coulomb</i> [86].....	56
Abbildung 4.5: Fließflächen im Hardening Soil Model [35]	57
Abbildung 4.6: Bestimmung der Referenzsteifigkeit bei kompressiver Erstbelastung [51]	58
Abbildung 4.7: Bestimmung der Referenzsteifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung [51]	59
Abbildung 4.8: Beispiel einer spannungsabhängigen Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung [35]	60
Abbildung 4.9: Auswirkung des Verfestigungsparameters γ_p auf die deviatorische Fließfläche [51]	61
Abbildung 5.1: Schrittweise Vereinfachung der Spannungsverhältnisse bei Baugrubenverbauten nach dem Ansatz von <i>Blum</i> [71].....	63
Abbildung 5.2: Darstellung des idealisierten Lastbildes nach dem Ansatz von <i>Blum</i> anhand von Fall I nach <i>Blum</i> [9]	64
Abbildung 5.3: Statisches System und Lastbilder zur Ermittlung der Durchbiegung auf Höhe der Ankerung A für den Fall I nach <i>Blum</i> , adaptiert nach [17].....	65
Abbildung 5.4: Nomogramm nach <i>Blum</i> für Fall I: einfach verankerte, unten vollkommen eingespannte Baugrubenwand [16].....	67

Abbildung 5.5: Belastungsbild für Fall II nach <i>Blum</i> , einseitig eingespannter Balken [16].....	68
Abbildung 5.6: Belastungsbild für Fall III nach <i>Blum</i> , Balken auf zwei Stützen ohne Einspannung [16]	69
Abbildung 5.7: Belastungsbild für Fall IV nach <i>Blum</i> , Balken auf zwei Stützen mit oberer Einspannung [16].....	71
Abbildung 5.8: Belastungsbild für Fall V nach <i>Blum</i> , Balken auf zwei Stützen mit oberer und unterer Einspannung [16]	71
Abbildung 6.1: Lastbilder für einfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58].....	75
Abbildung 6.2: Lastbilder für zweifach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58].....	75
Abbildung 6.3: Lastbilder für mehrfach gestützte Spundwände und Ortbetonwände gemäß ÖNORM B4434 [58].....	75
Abbildung 6.4: Ermittlung der Wandbewegung in Abhängigkeit von der Ausnutzung des passiven Erddruckes gemäß ÖNORM B4434 [58]	76
Abbildung 6.5: Möglichkeiten der Auflagerung von mehrfach gestützten Baugruben im Boden, Erddruck infolge Bodeneigengewicht gemäß ÖNORM B4434 [58].....	76
Abbildung 6.6: Darstellung der kontinuierlichen Bettung (a - c) und der diskreten Bettung (d) gemäß ÖNORM B4434 [58]	77
Abbildung 6.7: Erddruckmodell einer gestützten Verbauwand nach RVS 09.01.41 [64]	81
Abbildung 6.8: Erddruckmodell einer ungestützten Verbauwand nach RVS 09.01.41 [64]	81
Abbildung 6.9: Erddruckmodell einer gestützten Verbauwand unter Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes nach RVS 09.01.41 [64]	84
Abbildung 6.10: Erddruckmodell einer ungestützten Verbauwand unter Berücksichtigung eines eingepprägten Primärspannungszustandes nach RVS 09.01.41 [64]	84
Abbildung 6.11: Volle Umströmung im homogenen Grundwasserleiter nach RVS 09.01.41	85
Abbildung 6.12: Einseitig umströmte Wand im anisotropen Grundwasserleiter nach RVS 09.01.41	85
Abbildung 6.13: Mobilisierung des wirksamen passiven Erddrucks bei nichtbindigem Boden in Abhängigkeit von der relativen Wandverschiebung v/v_p (v_p ... Verschiebung) gemäß DIN EN 1997-1 [22]	88
Abbildung 6.14: Erddruckneigungswinkel $\delta_{a,k}$ bei aktivem Erddruck gemäß EAB [28].....	93
Abbildung 6.15: Ermittlung der aktiven Erddruckspannung bei durchgehend bindigem Böden [28]	94
Abbildung 6.16: Aushubgrenze vor dem Einbau einer Stützung gemäß EAB [28].....	94
Abbildung 6.17: Auswirkungen des Ersatzes der über die Einbindetiefe verteilten Bodenreaktionen durch ein festes Auflager gemäß EAB [28].....	96
Abbildung 6.18: Beispiel für den Ansatz der Bodenreaktion bei freier Auflagerung im Boden gemäß EAB [28].....	96
Abbildung 6.19: System, Belastung und Momentenverlauf bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Trägerbohlenwand gemäß EAB [28].....	97

Abbildung 6.20: Lastbild für elastische Bettung bei nichtbindigem Boden gemäß EAB [28]	98
Abbildung 6.21 Strömungskraft infolge von Grundwasserabsenkung gemäß EAB [28]	100
Abbildung 6.22 Erddruckkraft, Wasserdruck und Bodenreaktionen bei einer umströmten sowie einer nicht umströmten Baugrubenwand im Wasser gemäß EAB [28]	101
Abbildung 6.23: Beispiel für die Ermittlung der waagrechten Komponente der Erddruckverteilung für den Anfangszustand mit Scherparametern des entwässerten Bodens gemäß EAU [31]	103
Abbildung 6.24: Erddruckumlagerung für das Herstellverfahren „abgegrabene Wand“ gemäß EAU [31]	104
Abbildung 6.25: Erddruckumlagerung für das Herstellverfahren „hinterfüllte Wand“ gemäß EAU [31]	105
Abbildung 6.26: Lastbild für die Ermittlung der Biegemomente mit reduzierten Teilsicherheits- beiwerten bei Böden mit geringer Festigkeit bzw. weicher Konsistenz gemäß EAU [31]	106
Abbildung 6.27: Wirksamer Anteil der Bodenreaktionen bei Einspannung nach Blum gemäß EAU [31]	107
Abbildung 6.28: Beispiel für ein Grundwasserströmungsnetz in homogenem Boden bei vertikaler Anströmung gemäß EAU [31]	108
Abbildung 6.29: Definitionen für die angenäherte Ermittlung der durch den Strömungsdruck veränderten wirksamen Wichte des Bodens vor und hinter der Baugrubenwand gemäß EAU [31]	110
Abbildung 7.1: Nachweisführung gemäß ÖNORM B 1997-1 [56]	114
Abbildung 7.2: Einwirkungen und Widerstände einer vertikalen Baugrubenumschließung [6]....	119
Abbildung 7.3: Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch auftreten kann [60]	122
Abbildung 8.1: Übersichtsplan Tunnel Rannersdorf [25]	126
Abbildung 8.2: Geotechnischer Längenschnitt und Übersicht der unterschiedlichen Bauweisen des Tunnels Rannersdorf [25]	127
Abbildung 8.3: links: Spundwandtrog mit verankerter Unterwasserbetonsohle (Bauweise IIb) rechts: Deckelbauweise mit Schlitzwänden (Bauweise III) [25]	127
Abbildung 8.4: Betrachteter Berechnungsquerschnitt der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit Untergrundverhältnissen	128
Abbildung 8.5: Lastfall 1 der Baugrube Tunnel Rannersdorf	129
Abbildung 8.6: Lastfall 2 der Baugrube Tunnel Rannersdorf	130
Abbildung 8.7: Lastfall 3 der Baugrube Tunnel Rannersdorf	130
Abbildung 8.8: Übersichtluftbild über die Bodenaufschlüsse beim Tunnel Rannersdorf: Kernbohrungen (gelb), Berechnungsquerschnitt (rot) [37]	134
Abbildung 8.9: Ermittelte Reibungswinkel für die Baugrube Tunnel Rannersdorf in Abhängigkeit von der Tiefe unter Geländeoberkante	138

Abbildung 8.10: Verlauf des kalibrierten Ödometermoduls E_{oed}^{ref} über die Tiefe der Baugrube Tunnel Rannersdorf und des Steifemoduls E_s gemäß Geotechnischem Gutachten	140
Abbildung 8.11: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten Ö1, Ö2, Ö3 und Ö4; Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	142
Abbildung 8.12: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante Ö5 (Rückrechnung aus einer Inklinometermessung); Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	142
Abbildung 8.13: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante R1; Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	143
Abbildung 8.14: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten E1 und E3; Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	144
Abbildung 8.15: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten E2; Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	145
Abbildung 8.16: Verformungsverlauf im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	146
Abbildung 8.17: Mob. Erdwiderstand im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	146
Abbildung 8.18: Ermittelter Bettungsmodulverlauf im Fußbereich aus FE-Berechnung der Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	146
Abbildung 8.19: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die eine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen; Baugrube Tunnel Rannersdorf.....	147
Abbildung 8.20: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die keine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen; Baugrube Tunnel Rannersdorf..	147
Abbildung 8.21: Stabwerkmodell der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit umgelagerter Erddruckbelastung.....	149
Abbildung 8.22: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 [58].....	150
Abbildung 8.23: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion nach <i>Besler</i> zufolge der Reibungswinkel des Geotechnischen Gutachtens.....	151
Abbildung 8.24: Stabwerkmodell der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit umgelagerter modifizierter Erddruckbelastung.....	152
Abbildung 8.25: Bestimmung der Biegelinie der Baugrube Tunnel Rannersdorf mittels der Mobilisierungsfunktion nach <i>Besler</i> zufolge erhöhter/modifizierter Reibungswinkel	153
Abbildung 8.26: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf nach dem Verfahren von <i>Blum</i> : Verformungen und Momente	154
Abbildung 8.27: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434: Verformungen und Momente	155
Abbildung 8.28: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	156

Abbildung 8.29: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß RVS 09.01.41: Verformungen und Momente	157
Abbildung 8.30: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß RVS 09.01.41: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	157
Abbildung 8.31: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102 LF2: Verformungen und Momente	158
Abbildung 8.32: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102 LF2: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	159
Abbildung 8.33: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf zufolge der FE-Berechnung: Verformungen und Momente	160
Abbildung 8.34: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß ÖNORM B4434; Baugrube Tunnel Rannersdorf	162
Abbildung 8.35: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß EB 102; Baugrube Tunnel Rannersdorf	162
Abbildung 8.36: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf: Verformungen und Momente ...	163
Abbildung 8.37: Ergebnisse der Baugrube Tunnel Rannersdorf: Bettung, mobilisierter Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	164
Abbildung 8.38: Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten E1 und P1 entlang der Spundwand; <i>Baugrube Tunnel Rannersdorf</i>	167
Abbildung 8.39: Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten Ö2 und P1 entlang der Spundwand; <i>Baugrube Tunnel Rannersdorf</i>	168
Abbildung 8.40: Überblick Baulos H 7 der BEG Unterinntal [10]	169
Abbildung 8.41: Geologischer Längenschnitt –im Bereich der Startbaugrube West: BEG Unterinntal Baulos H7; adaptiert nach [12]	170
Abbildung 8.42: Systemquerschnitt der Startbaugrube West [10]	171
Abbildung 8.43: Berechnungsquerschnitt der Startbaugrube West	172
Abbildung 8.44: Lastfall 1 der Startbaugrube West	173
Abbildung 8.45: Lastfall 2 der Startbaugrube West	173
Abbildung 8.46: Lastfall 3 der Startbaugrube West	174
Abbildung 8.47: Verlauf der aus Rammsondierung und SPT abgeschätzten und aus Scherversuchen ermittelten Reibungswinkel über die Tiefe (Darstellung der Mittelwerte)	179
Abbildung 8.48: Verlauf des kalibrierten Ödometermoduls E_{oed}^{ref} über die Tiefe der Startbaugrube West und des Steifemoduls E_s gemäß Geotechnischem Gutachten	180
Abbildung 8.49: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvarianten Ö1, Ö2, Ö3 und Ö4; Startbaugrube West	182
Abbildung 8.50: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante Ö5 (Rückrechnung aus der Inklinometermessung); Startbaugrube West	182
Abbildung 8.51: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante R1; Startbaugrube West	183
Abbildung 8.52: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante E1 und E3; Startbaugrube West	184
Abbildung 8.53: Bettungsmodulverlauf der Berechnungsvariante E2; Startbaugrube West	185

Abbildung 8.54: Verformungsverlauf im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Startbaugrube West.....	185
Abbildung 8.55: Mob. Erdwiderstand im Fußbereich zufolge der FE-Berechnung der Startbaugrube West.....	185
Abbildung 8.56: Ermittelter Bettungsmodulverlauf im Fußbereich aus der FE-Berechnung der Startbaugrube West	186
Abbildung 8.57: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die eine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen, Startbaugrube West.....	187
Abbildung 8.58: Bettungsmodulverläufe der Berechnungsvarianten, die keine Berücksichtigung von eingepprägten Primärspannungen vorsehen; Startbaugrube West.....	187
Abbildung 8.59: Stabwerkmodell der Startbaugrube West mit umgelagerter Erddruckbelastung	188
Abbildung 8.60: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434	189
Abbildung 8.61: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion nach <i>Besler</i> und der Reibungswinkel des geotechnischen Gutachtens	191
Abbildung 8.62: Stabwerksmodell der Startbaugrube West mit umgelagerter modifizierter Erddruckbelastung.....	192
Abbildung 8.63: Bestimmung der Biegelinie der Startbaugrube West mittels der Mobilisierungsfunktion nach <i>Besler</i> und der Reibungswinkel des Geotechnischen Gutachtens	193
Abbildung 8.64: Ergebnisse der Startbaugrube West nach <i>Blum</i> : Verformungen und Momente..	194
Abbildung 8.65: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434: Verformungen und Momente.....	195
Abbildung 8.66: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	195
Abbildung 8.67: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß RVS 09.01.41: Verformungen und Momente.....	196
Abbildung 8.68: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß RVS 09.01.41: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	197
Abbildung 8.69: Ergebnisse der <i>Startbaugrube West</i> gemäß EAB – EB 102 LF2: Verformungen und Momente.....	198
Abbildung 8.70: Ergebnisse der Startbaugrube West gemäß EAB – EB 102 LF2: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	198
Abbildung 8.71: Ergebnisse der Startbaugrube West zufolge FE-Berechnung LF2: Verformungen und Momente.....	199
Abbildung 8.72: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß EB 102; Startbaugrube West	201
Abbildung 8.73: Vergleich der Bettungsmodulverläufe für das Bettungsmodulverfahren gemäß ÖNORM B4434; Startbaugrube West.....	201
Abbildung 8.74: Ergebnisse der Startbaugrube West: Verformungen und Momente.....	202

Abbildung 8.75: Ergebnisse der Startbaugrube West: Bettung, Erdwiderstand und Verformungen im Fußbereich	203
Abbildung 8.76 Vergleich von Erddruckspannung entlang der Spundwand gemäß EB 102 (Berechnungsvariante E4) und jener der FE-Berechnung (Berechnungsvariante P1) anhand der Startbaugrube West	205
Abbildung 8.77 Vergleich der Erddruckspannungen der Berechnungsvarianten Ö2 und P1 entlang der Spundwand; Startbaugrube West	206
Abbildung 9.1: Auswirkungen des Bettungsmodulverlaufes auf die Schnittgrößen der Baugrubenumschließung; Baugrube Tunnel Rannersdorf	214
Abbildung 9.2: Lastbild für eine Wand mit Rückdrehung im Wandfußbereich: a) Biegelinie, b) Lastbild mit Vorbelastung ab Baugrubensohle bis zum Verschiebungsnulppunkt [41]	215
Abbildung 9.3: Auswirkungen des Erdruhedruckes und einer elastischen Bettung im Bodenauflagerbereich auf der aktiven Verbauseite	216
Abbildung 9.4: Auswirkungen der Verwendung von modifizierten Reibungswinkeln anhand des Beispiels der Baugrube Tunnel Rannersdorf	218
Abbildung 9.5: Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln auf die Biegelinie und Biegemomente; Baugrube Tunnel Rannersdorf	219
Abbildung 9.6: Auswirkungen von erhöhten (modifizierten) Reibungswinkeln auf die Biegelinie und Biegemomente; Startbaugrube West	220
Abbildung B.1: Rammsondierung RS 25, mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kiesel, adaptiert nach [37]	247
Abbildung B.2: Rammsondierung RS 28 durchgeführt mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kiesel, adaptiert nach [37]	247
Abbildung B.3: Rammsondierung RS 29 mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kiesel, adaptiert nach [37]	248
Abbildung B.4: Ödometer Bohrung G65 [37]	248
Abbildung B.5: Ödometer Bohrung G66 [37]	248
Abbildung B.6: Ödometer Bohrung G69 [37]	248
Abbildung B.7: Bohrprofil G62 [37]	249
Abbildung B.8: Bohrprofil G67 [37]	250
Abbildung B.9: Bohrprofil G67 [37]	251
Abbildung B.10: Inklinometermessung im Trog 11; Spundbohle 2213; Baugrube Tunnel Rannersdorf	252
Abbildung B.11: Berechnungsquerschnitt der Baugrube Tunnel Rannersdorf	254
Abbildung B.12: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf	257
Abbildung B.13: Erdruhedruckverlauf im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434	257
Abbildung B.14: Erdruhedruckverlauf im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102	258

Abbildung B.15: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf mit modifizierten Reibungswinkeln.....	259
Abbildung B.16: Annahme der Erddruckspannung im Erdauflegerbereich der Baugrube Tunnel Rannersdorf aus Vorbelastung gemäß EAB	260
Abbildung C.1: Auswertung Inklinometermessung I3N, Startbaugrube West, (Grün: Lastfall 2) [14]	264
Abbildung C.2: Messprotokoll Inklinometermessung I3N, Startbaugrube West [14]	265
Abbildung C.3: Berechnungsquerschnitt der Startbaugrube West.....	267
Abbildung C.4: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Startbaugrube West	269
Abbildung C.5: Erdruhedruckverlauf im Bodenaufleger der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434.....	270
Abbildung C.6: Erdruhedruckverlauf im Bodenaufleger der Startbaugrube West gemäß EB 102	270
Abbildung C.7: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Startbaugrube West mit modifizierten Reibungswinkeln	272
Abbildung C.8: Annahme der Erddruckspannungen im Bodenaufleger der Startbaugrube West aus der Vorbelastung gemäß EAB.....	272

Anhang A

A.1. Zusammenhänge Reibungswinkel – Sondierungen

Mit Hilfe des in Abbildung 1.A angeführten Zusammenhanges können Reibungswinkel φ von nicht bindigen Böden anhand von Sondierspitzenwiderstand q_c einer Drucksondierung abgeschätzt werden. Der dargestellte Zusammenhang gilt „für einen Sand ($U = 2,2$) und ein Sand-Kies-Gemisch ($U = 5,7$) Diese Beziehung lässt sich für den Gültigkeitsbereich $6,9 \text{ MPa} \leq q_c \leq 42,5 \text{ MPa}$ durch folgende Gleichung beschreiben:“ [84]

$$\varphi_{mod.} = 26,8 + \ln(q_c) \cdot 4,5 \pm 1,0$$

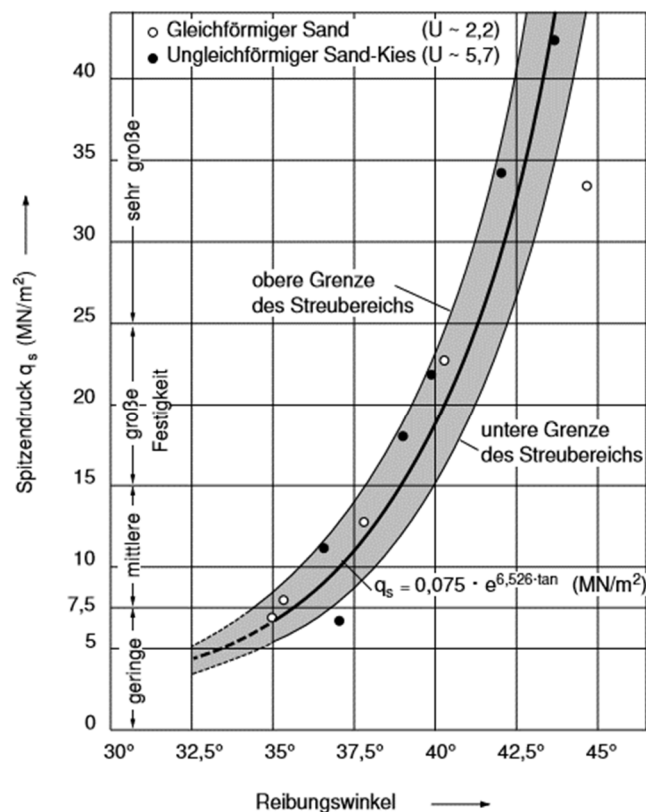


Abbildung A.1: Zusammenhang zwischen Spitzendruck und Reibungswinkel in nichtbindigen Böden [80]

Der in Tabelle 1.A angeführte Zusammenhang ermöglicht anhand des Eindringwiderstandes N_{30} den Reibungswinkel φ abzuschätzen. Dieser wurde vom Deutschen Bundesamt für Wasserwirtschaft für Sande des norddeutschen Raumes erstellt [32].

Tabelle A.1: Richtwerte des BAW zur Umrechnung des Reibungswinkels aus Bohrlochrammsondierungen [32]

Eindringwiderstand N_{30} [l]	Reibungswinkel ϕ° [°]	Steifemodul E_s [MN/m²]	Benennung der Festigkeit
< 4	30	< 15	sehr gering
4 – 12	30 - 35	15 - 50	gering
12 – 22	35 – 37,5	50 - 80	mittel
22 - 38	37,5 - 40	80 - 100	groß
> 38	≥ 40	> 100	sehr groß

Anhang B – Tunnel Rannersdorf

B.1. Durchgeführte Rammsondierungen

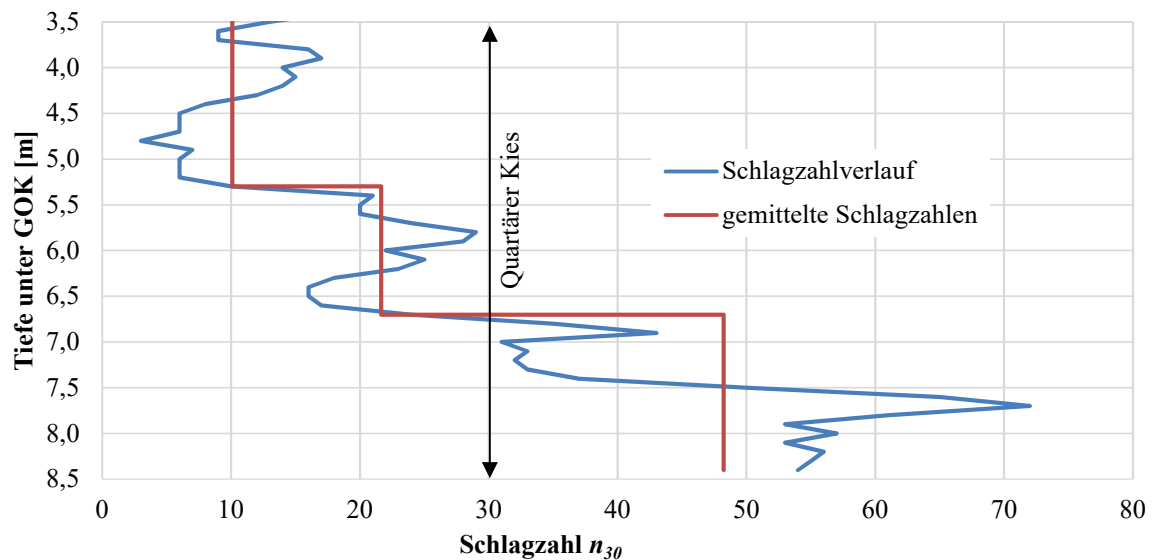


Abbildung B.1: Rammsondierung RS 25, mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kieses, adaptiert nach [37]

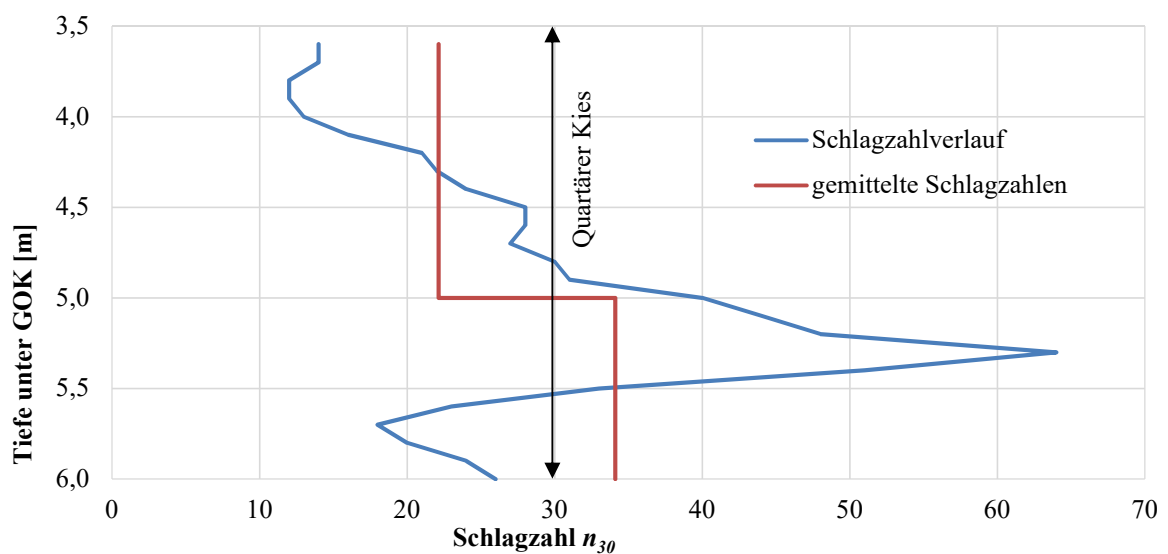


Abbildung B.2: Rammsondierung RS 28 durchgeführt mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kieses, adaptiert nach [37]

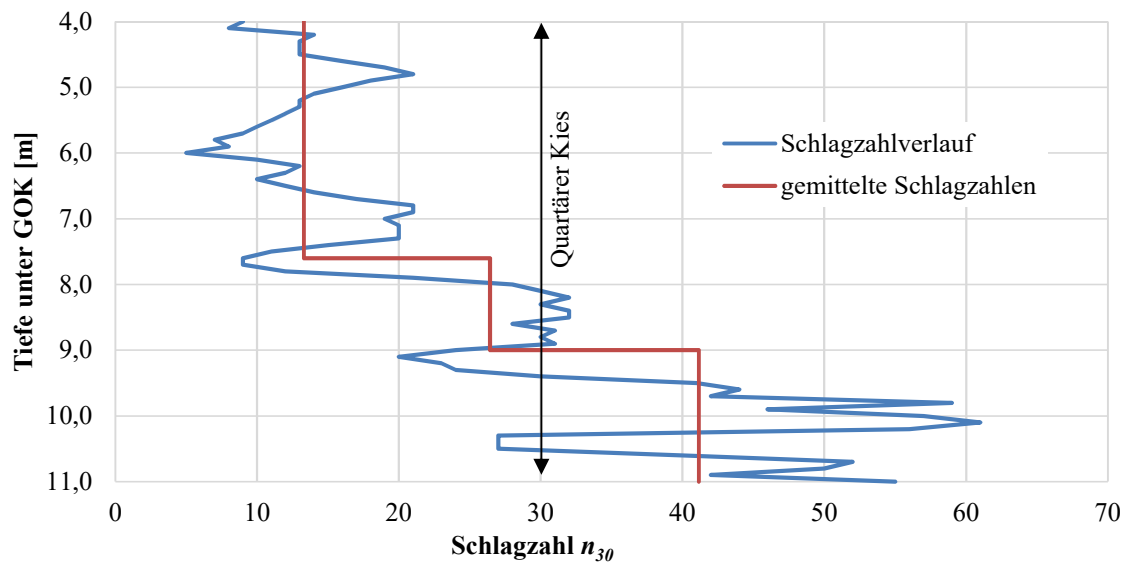


Abbildung B.3: Rammsondierung RS 29 mit schwerer Rammsonde, dargestellt für die Bodenschicht des quartären Kieses, adaptiert nach [37]

B.2. Durchgeführte Ödometer-Versuche

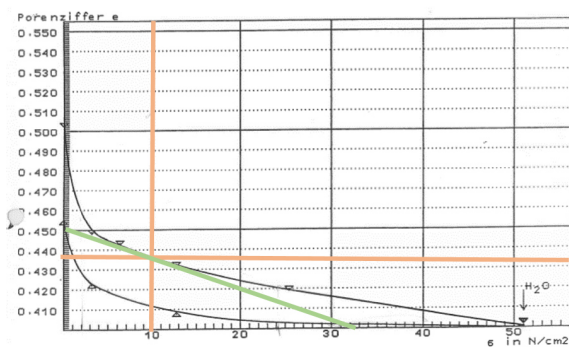


Abbildung B.4: Ödometer Bohrung G65 [37]

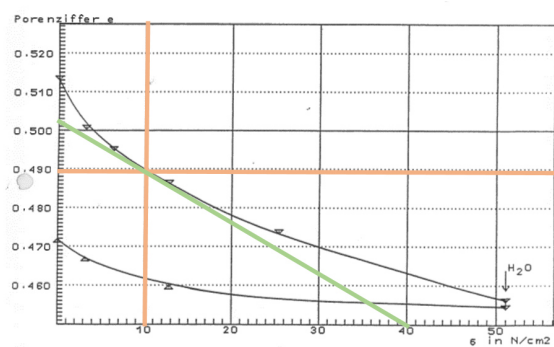


Abbildung B.5: Ödometer Bohrung G66 [37]

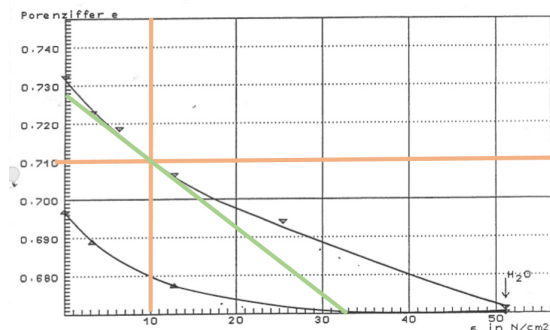


Abbildung B.6: Ödometer Bohrung G69 [37]

B.3. Relevante Bohrprofile

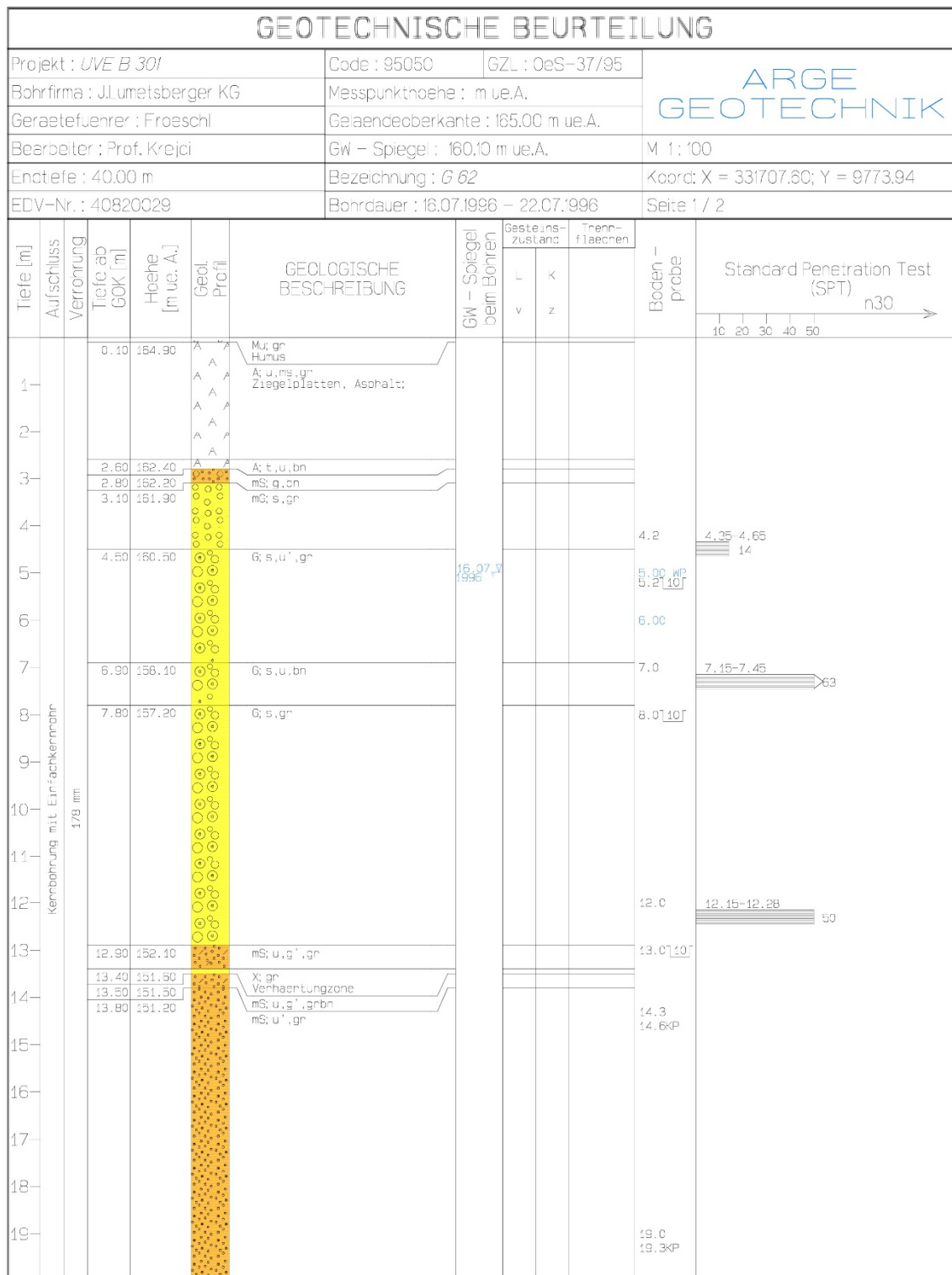


Abbildung B.7: Bohrprofil G62 [37]

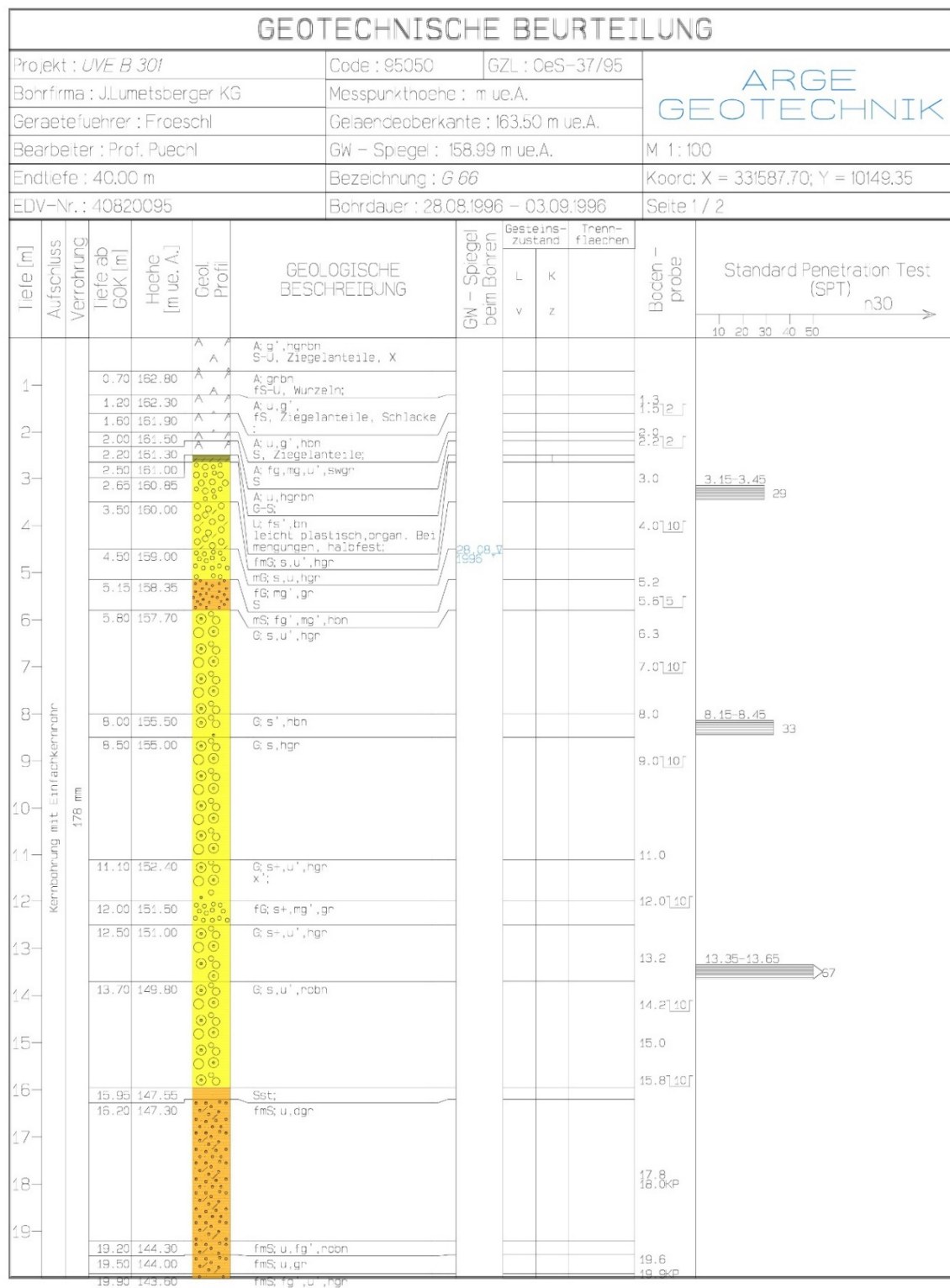


Abbildung B.8: Bohrprofil G67 [37]

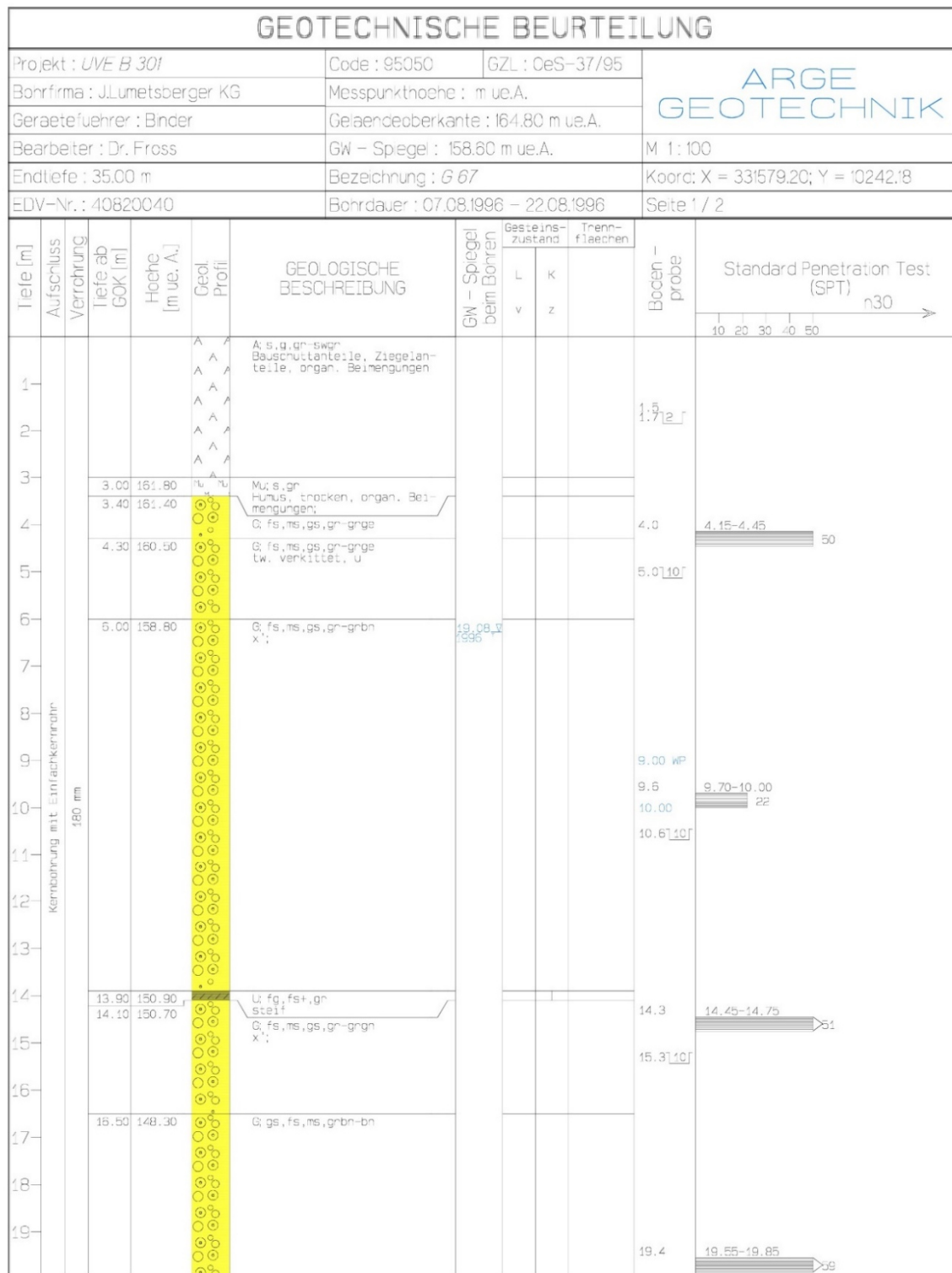
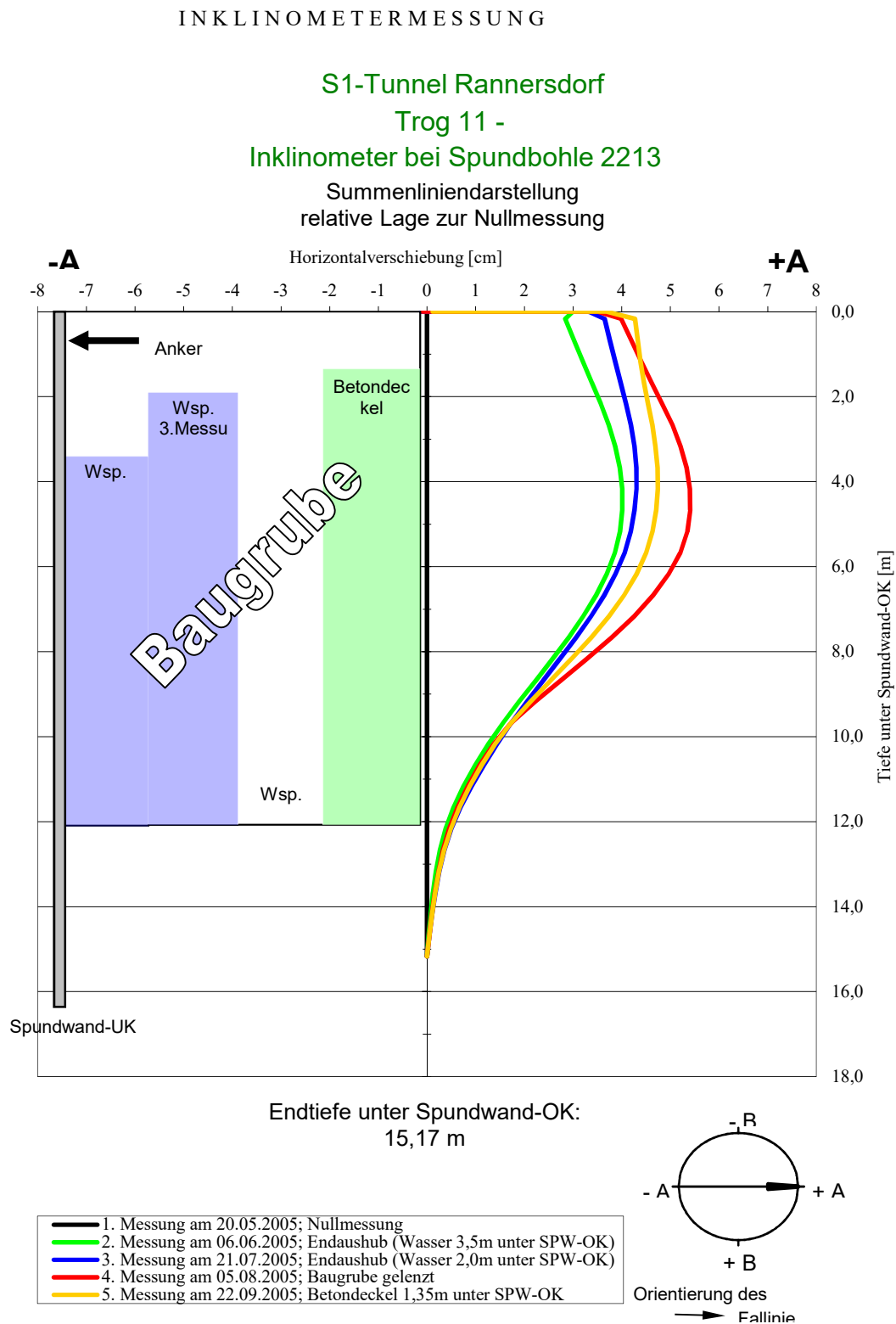


Abbildung B.9: Bohrprofil G67 [37]

B.4. Inklinometermessung



Univ.Do. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam - Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen

Abbildung B.10: Inklinometermessung im Trog 11; Spundbohle 2213; Baugrube Tunnel
Rannersdorf

B.5. Rückrechnung des Bettungsmoduls aus der Inklinometermessung

Tabelle B.1: Berechnung des Bettungsmoduls aus vorhandener Inklinometermessung der Baugrube Tunnel Rannersdorf

	Tiefe u. GOK [m]	u [cm]	Tiefe u. BGS [m]	k_{sh} [MN/m ³]
Einbindung im Boden	16,00	0,00	4,63	1E+09
	15,50	0,01	4,13	22202
	15,00	0,05	3,63	4855
	14,50	0,14	3,13	1559
	14,20	0,24	2,83	853
	14,20	0,24	2,83	1559
	14,00	0,30	2,63	1140
	13,50	0,55	2,13	511
	13,00	0,85	1,63	251
	12,50	1,24	1,13	120
	12,00	1,71	0,63	48
	11,88	1,84	0,51	37
	11,50	2,25	0,13	8
	11,37	2,40	0,00	0

B.6. Mobilisierungsfunktionen

B.6.1 Erddruckspannungen

Die Bestimmung der passiven und aktiven Erddruckkennwerte erfolgt mit Hilfe des Berechnungsprogramm *DC-Grundbau* [21]. Der Erdruhedruckbeiwert wird anhand von Gleichung (3.2) berechnet. Alle weiteren Bodenkennwerte sind der Tabelle 8.2 entnommen.

Tabelle B.2: Bodenwichten der anstehenden Schichten bei der Baugrube Tunnel Rannersdorf

	quartärer Kies	tertiärer Sand
γ	22,0 kN/m ³	19,0 kN/m ³
γ'	12,5 kN/m ³	10,0 kN/m ³

Tabelle B.3: Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten bei der Baugrube Tunnel Rannersdorf

	quartärer Kies	tertiärer Sand
K_{ph}	10,49	5,74
K_{0h}	0,39	0,50
K_{ah}	0,20	0,28

- Vertikale Erddruckbelastung aus Bodeneigengewicht:

$$e_v(t = 159,23) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 158,63) = 22,0 \cdot (159,23 - 158,63) = 13,20 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 156,73) = 13,20 + 22,0 \cdot (158,63 - 156,73) = 55,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 147,86) = 165,88 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 145,03) = 165,88 + 12,5 \cdot 2,83 = 201,25 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 144,88) = 201,25 + 10,0 \cdot 0,15 = 202,75 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 142,73) = 202,75 + 10,0 \cdot 2,15 = 224,25 \text{ kN/m}^2$$

- Vertikale Erddruckbelastung ab Baugrubensohle ohne Vorbelastung ($p_v = 0,00 \text{ kN/m}^2$):

$$e_v(t = 147,86) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 145,03) = 12,5 \cdot 2,83 = 35,38 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 144,88) = 35,38 + 10,0 \cdot 0,15 = 36,88 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 142,73) = 36,88 + 10,0 \cdot 2,15 = 58,38 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckverläufe

- Aktive Erddruckbelastung (Berechnung mit *DC Grundbau*):

$$e_{ah}(t = 159,23) = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 156,73) = 13,03 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 145,03) = 51,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 145,03) = 81,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 142,73) = 88,13 \text{ kN/m}^2$$

- Umgelagerter Erddruck:

$$e_{uh}(t = 159,23) = 20,8 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 147,86) = 20,8 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 147,86) = 42,1 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 145,03) = 51,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 145,03) = 81,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 142,73) = 88,13 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruck ab Geländeoberkante:

$$e_{0h}(t = 147,86) = 165,88 \cdot 0,39 = 66,05 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 201,25 \cdot 0,39 = 80,13 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 201,25 \cdot 0,39 = 100,63 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 144,88) = 202,75 \cdot 0,50 = 101,38 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 142,73) = 224,25 \cdot 0,5 = 112,13 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruckspannungen ab Baugrubensohle:

$$e_{0h}(t = 147,86) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 0,39 = 14,09 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 144,88) = 36,88 \cdot 0,50 = 18,44 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 142,73) = 58,38 \cdot 0,50 = 29,19 \text{ kN/m}^2$$

- Passive Erddruckspannungen im Bodenaufleger:

$$e_{ph}(t = 147,86) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 10,49 = 371,14 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 5,74 = 202,98 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 144,88) = 36,88 \cdot 5,74 = 211,58 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 142,73) = 58,38 \cdot 5,74 = 334,93 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckverläufe mit modifizierten Reibungswinkeln

- Aktive Erddruckbelastung (Berechnung nach *DC Grundbau*):

$$e_{ah}(t = 159,23) = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 156,73) = 11,07 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 145,03) = 41,85 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 145,03) = 72,67 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ah}(t = 142,73) = 78,95 \text{ kN/m}^2$$

- Umgelagerter Erddruck:

$$e_{uh}(t = 159,23) = 18,39 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 147,86) = 18,39 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 147,86) = 30,79 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 145,03) = 41,85 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 145,03) = 72,67 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 142,73) = 78,95 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruck ab Geländeoberkante:

$$e_{0h}(t = 147,86) = 165,88 \cdot 0,33 = 54,88 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 201,25 \cdot 0,33 = 66,59 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 201,25 \cdot 0,46 = 93,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 144,88) = 202,75 \cdot 0,46 = 93,81 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 142,73) = 224,25 \cdot 0,46 = 103,76 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruckspannungen ab Baugrubensohle:

$$e_{0h}(t = 147,86) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 0,33 = 11,70 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 0,46 = 16,37 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 144,88) = 36,88 \cdot 0,46 = 17,06 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 142,73) = 58,38 \cdot 0,46 = 27,01 \text{ kN/m}^2$$

- Passive Erddruckspannungen im Bodenaufleger:

$$e_{0h}(t = 147,86) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 13,40 = 474,09 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 145,03) = 35,38 \cdot 7,20 = 254,74 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 144,88) = 36,88 \cdot 7,20 = 265,54 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 142,73) = 58,38 \cdot 7,20 = 420,34 \text{ kN/m}^2$$

B.6.2. Mobilisierungsansatz gemäß ÖNORM B4434

Bestimmung der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandskraft im Fußauflager:

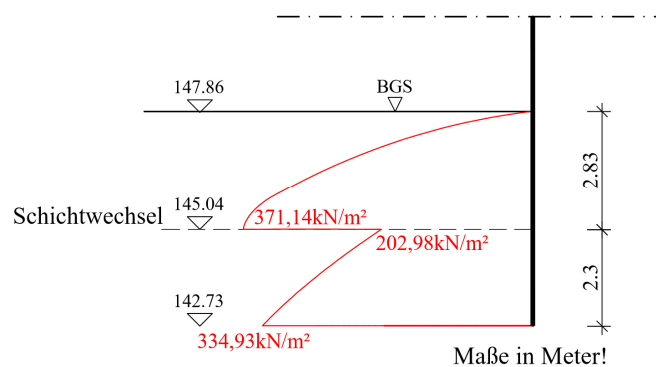


Abbildung B.12: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf

$$E_{ph,max} = \frac{371,08 \cdot 2,83}{2} + \frac{202,95 + 334,90}{2} \cdot 2,30 = 1143,6 \text{ kN}$$

Die Berechnung der resultierenden Erddruckkraft E_{0h} erfolgt zu:

$$E_{0h} = \frac{13,84 \cdot 2,83}{2} + \frac{13,84 + 29,19}{2} \cdot 2,30 = 73,49 \text{ kN}$$

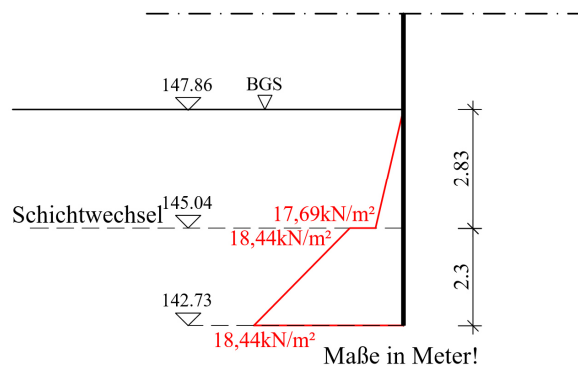


Abbildung B.13: Erdrückdruckverlauf im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß ÖNORM B4434

Nach Einsetzen der Erddruckspannungen in Höhe des Bodenaufagers in Gleichung (6.7) folgt die Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 zu:

$$e'_{ph} = 18,45 + (211,72 - 18,45) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{1,65} \right)^2 \right]^{0,7}$$

B.6.3. Mobilisierungsansatz von Besler

Unter Berücksichtigung einer Vorbelastung und der Reibungswinkel gemäß dem geotechnischen Gutachten ergibt sich der Mobilisierungsansatz von Besler zu:

Bestimmung des Abstandes z_e nach Gleichung (3.70):

$$z_e = 0,39 \cdot (10,49 - 0,39) \cdot 165,88 \div 12,5 = 0,51 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckresultierenden aus der Vorbelastung:

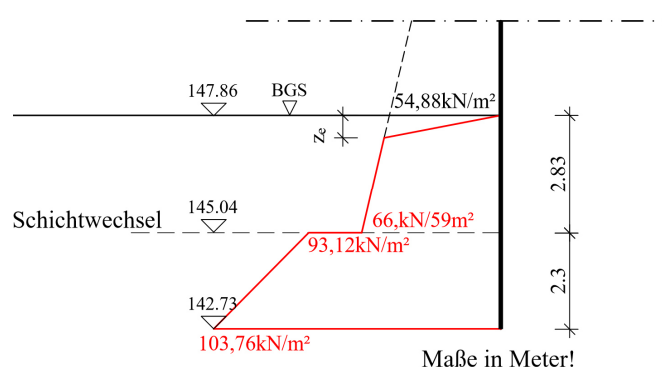


Abbildung B.14: Erdrückdruckverlauf im Bodenaufleger der Baugrube Tunnel Rannersdorf gemäß EB 102

$$E_v = 0,39 \cdot \left(\frac{12,5 \cdot 2,83^2}{2} + 165,88 \cdot 2,83 - 0,51 \right) + 0,50 \cdot \left(\frac{201,25 + 224,25}{2} \cdot 2,30 \right) = 431,2 \text{ kN}$$

Für die Berechnung der Verschiebungen im Grenzzustand und jener im Gebrauchszustand bedarf es der Annahme folgender Faktoren:

$$f_D = 0,75 \text{ (sehr dichte Lagerung)}$$

$$f_{\rho,G} = 2,44$$

$$f_{\rho,B} = 1,57$$

$$f_{B,G} = 0,05\%$$

$$f_{B,B} = 3,87\%$$

$$f_{s,G} = 2,21$$

$$f_{s,B} = 1,58$$

Durch die Faktorisierung von Besler ergeben sich folgende Werte zur Berechnung der Verschiebungen:

$$f_1 = 0,75 \cdot 2,44 \cdot 0,0005 \cdot 2,21 = 0,20$$

$$f_2 = 0,75 \cdot 1,57 \cdot 0,0387 \cdot 1,58 = 0,72$$

Im Anschluss erfolgt die Berechnung der Konstanten des Hyperbel Ansatzes mit den Erddruckbeiwerten für die Kiesschicht ($K_0 = 0,391$ und $K_{ph} = 10,49$). Diese Näherung kann aufgrund des ebenfalls großen Reibungswinkels in der Sandschicht als ausreichend genau angesehen werden.

$$C = \frac{-K_{ph} \cdot \frac{s_G}{s_B}}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_G}{s_B} + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} = 0,70$$

$$A_V = A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) = 22,62$$

$$B_V = B = (C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) = -17,63$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = 0,93$$

Der Versatz der Mobilisierungskurve aus der Vorbelastung errechnet sich somit zu:

$$\Delta\xi = \frac{B}{K_v - A} - C = \frac{0,20}{0,72} = 0,22$$

$$\xi_{G,V} = \xi_G - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,06$$

$$\xi_{B,V} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,78$$

Die Mobilisierungsfunktion nach Besler folgt nach dem Einsetzen der berechneten Faktoren in Gleichung (3.41) zu:

$$K'_{ph} = 22,62 + \frac{-17,63}{0,93 + \frac{s}{1,19}}$$

Anhang C – BEG Startbaugrube West

C.1. Inklinometermessung



BAUER
Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacher Strasse 5
D-86529 Schrobenhausen

Datum: 30.05.2006
Seite: 1
Anlage:

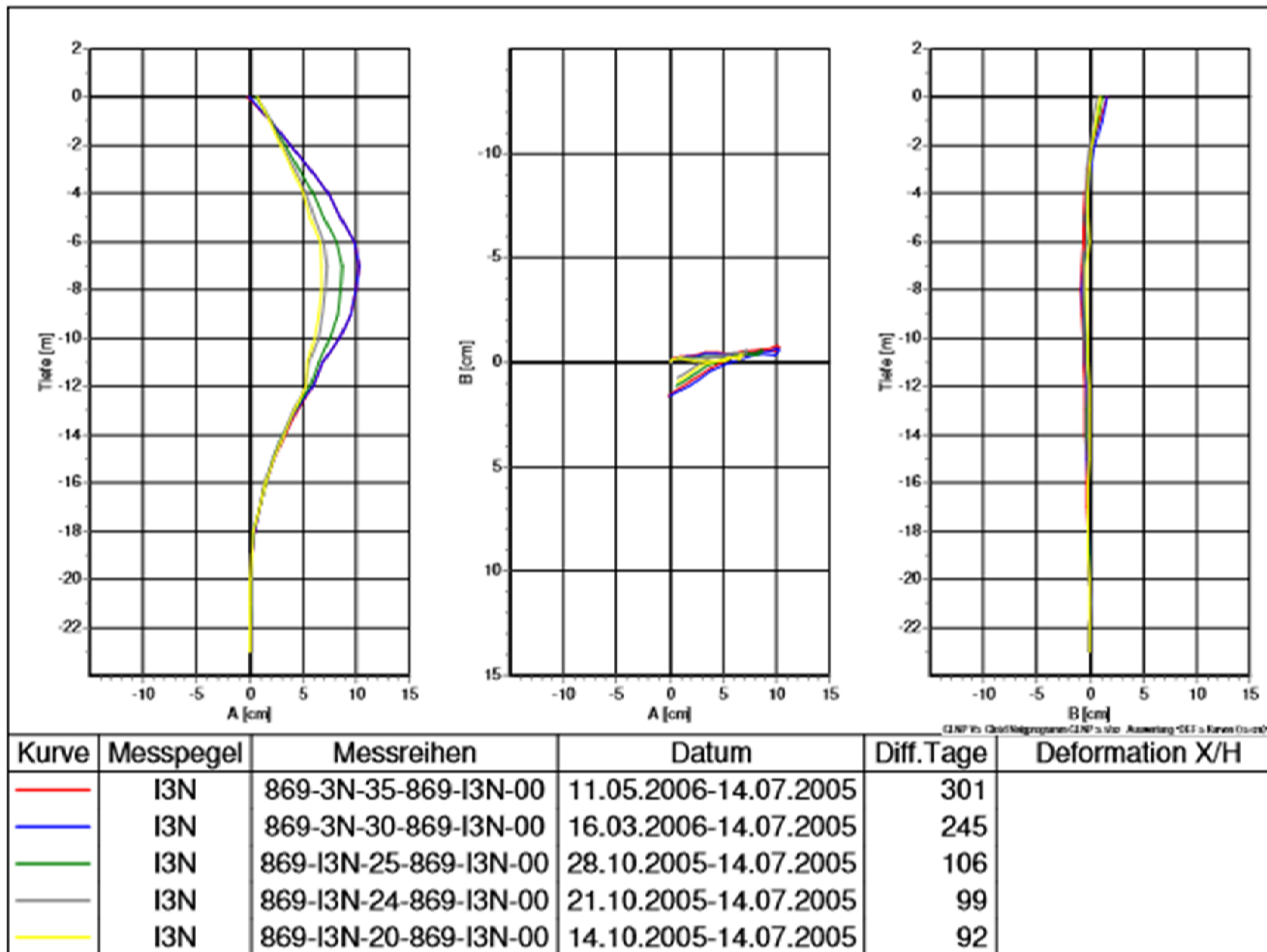


Abbildung C.1: Auswertung Inklinometermessung I3N, Startbaugrube West, (Grün: Lastfall 2) [14]



BAUER
Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacher Strasse 5
D-86529 Schrobenhausen

Datum: 30.05.2006
Seite: 1
Anlage:

Deformation

Projekt: FRITZENS NEIGUNGSMESSUNG
Meßpegel: I3N

Messreihe: 86!
Referenz-Messreihe: 86!

Schritt m	Tiefe m	A cm	A Ref cm	A Diff cm	SUM A cm	SUM A Ref cm	SUM A Diff cm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19,01	19,15	-0,14
1,00	-1,00	-1,13	1,02	-2,15	20,14	18,14	2,00
2,00	-2,00	-0,96	0,97	-1,93	21,10	17,17	3,93
3,00	-3,00	-1,00	0,80	-1,80	22,10	16,37	5,72
4,00	-4,00	-0,96	0,72	-1,67	23,05	15,66	7,39
5,00	-5,00	-0,67	0,54	-1,21	23,72	15,11	8,61
6,00	-6,00	-0,38	0,91	-1,29	24,10	14,20	9,90
7,00	-7,00	0,89	1,31	-0,42	23,21	12,89	10,31
8,00	-8,00	1,31	1,05	0,26	21,90	11,84	10,05
9,00	-9,00	1,30	0,72	0,58	20,60	11,12	9,47
10,00	-10,00	1,49	0,40	1,09	19,11	10,72	8,38
11,00	-11,00	1,62	0,10	1,52	17,49	10,62	6,87
12,00	-12,00	2,38	1,52	0,86	15,11	9,09	6,01
13,00	-13,00	3,46	1,93	1,53	11,65	7,17	4,48
14,00	-14,00	3,04	1,88	1,16	8,62	5,29	3,32
15,00	-15,00	2,62	1,64	0,98	6,00	3,66	2,34
16,00	-16,00	2,25	1,46	0,79	3,76	2,20	1,55
17,00	-16,99	1,88	1,37	0,51	1,88	0,83	1,04
18,00	-17,99	1,25	0,63	0,62	0,63	0,21	0,42
19,00	-18,99	0,57	0,40	0,17	0,06	-0,19	0,25
20,00	-19,99	0,17	0,08	0,09	-0,11	-0,27	0,16
21,00	-20,99	-0,04	-0,05	0,01	-0,07	-0,22	0,15
22,00	-21,99	0,02	0,00	0,02	-0,09	-0,22	0,13
23,00	-22,99	-0,09	-0,22	0,13	0,00	0,00	0,00

Abbildung C.2: Messprotokoll Inklinometermessung I3N, Startbaugrube West [14]

C.2. Rückrechnung des Bettungsmoduls aus der Inklinometermessung

Tabelle C.1: Berechnung des Bettungsmoduls aus vorhandener Inklinometermessung der Startbaugrube West

	Tiefe u. GOK [m]	u [cm]	Tiefe u. BGS [m]	k_{sh} [MN/m ³]
Einbindung im Boden	14,51	2,58	0,00	0
	15,00	2,11	0,49	2,80
	16,00	0,89	1,49	20,22
	17,00	0,34	2,49	88,45
	18,00	0,20	3,49	210,74
	18,23	0,18	3,72	244,29

C.3. Mobilisierungsfunktionen

C.3.1. Erddruckspannungen

Die Bestimmung der passiven und aktiven Erddruckkennwerte erfolgt mit Hilfe des Berechnungsprogramms *DC-Grundbau*. Der Erdruhedruckbeiwert wird anhand der Gleichung (3.2) berechnet. Alle weiteren Bodenkennwerte sind der Tabelle 8.2 entnommen.

Tabelle C.2: Bodenwichten der anstehenden Schichten der Startbaugrube West

	Ton	Kies
γ	20,0 kN/m ³	21,0 kN/m ³
γ'	10,0 kN/ m ³	12,0 kN/ m ³

Tabelle C.3: Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten der Startbaugrube West

	Ton	Kies
K_{ph}	5,74	10,06
K_{0h}	0,50	0,40
K_{ah}	0,28	0,21

Tabelle C.4: Modifizierte Erddruckbeiwerte der anstehenden Schichten der Startbaugrube West

	Ton	Kies
K_{ph}	5,74	16,78
K_{0h}	0,50	0,33
K_{ah}	0,28	0,16

Die für die Berechnung erforderlichen Abmessungen sind der Abbildung C.3 zu entnehmen.

Vertikale Erddruckbelastungen

- Berechnung der vertikalen Vorbelastung p_v an der Baugrubensohle ($t = 147,86$ m):

$$p_v = e_v(t = 536,10) = 20,0 \cdot (550,61 - 549,74) + 21,0 \cdot (549,74 - 546,20) + 12,0 \cdot (546,20 - 536,1) = 212,94 \text{ kN/m}^2$$

- Vertikale Erddruckbelastung aus Bodeneigengewicht:

$$e_v(t = 550,61) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 549,74) = 20,0 \cdot (550,61 - 549,74) = 17,4 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 546,20) = 17,40 + 21,0 \cdot (549,74 - 546,20) = 91,74 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 536,10) = 212,94 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 532,35) = 212,94 + 10,0 \cdot (536,10 - 532,35) = 257,94 \text{ kN/m}^2$$

- Vertikale Erddruckbelastung ab Baugrubensohle ohne Vorbelastung ($p_v = 0,00 \text{ kN/m}^2$):

$$e_v(t = 536,10) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 533,60) = 12,0 \cdot (536,10 - 533,60) = 30,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_v(t = 532,35) = 30,0 + 12,0 \cdot (533,60 - 532,35) = 45,00 \text{ kN/m}^2$$

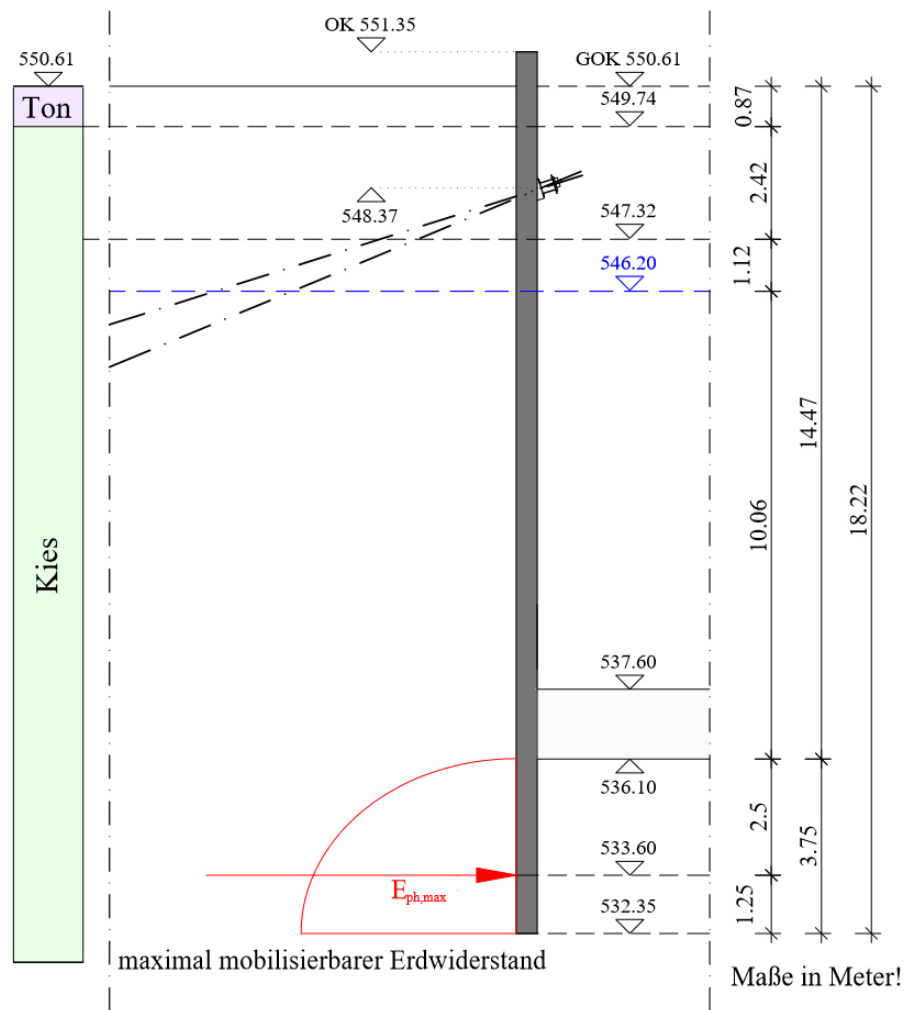


Abbildung C.3: Berechnungsquerschnitt der Startbaugrube West

Erddruckverläufe

- Aktive Erddruckbelastung (Berechnung mit *DC-Grundbau*)

$$e_{0h}(t = 550,61) = 4,66 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 9,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 6,99 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 547,32) = 17,41 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 546,20) = 22,23 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 56,27 \text{ kN/m}^2$$

- Umgelagerter Erddruck:

$$e_{uh}(t = 550,61) = 33,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 543,41) = 33,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 543,41) = 23,19 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 536,10) = 23,19 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 536,10) = 47,09 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 532,35) = 56,25 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruck ab Geländeoberkante:

$$e_{0h}(t = 550,61) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 17,40 \cdot 0,50 = 8,70 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 547,32) = 68,22 \cdot 0,40 = 27,16 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 546,20) = 91,74 \cdot 0,40 = 36,53 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 536,10) = 212,94 \cdot 0,40 = 84,79 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 257,94 \cdot 0,40 = 102,71 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruckspannungen ab Baugrubensohle:

$$e_{0h}(t = 536,10) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 533,60) = 30,0 \cdot 0,40 = 11,92 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 45,0 \cdot 0,40 = 17,92 \text{ kN/m}^2$$

- Passive Erddruckspannungen im Bodenaufleger:

$$e_{ph}(t = 536,10) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 532,35) = 30,0 \cdot 10,06 = 301,80 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 532,35) = 45,0 \cdot 10,06 = 452,70 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckverläufe mit modifizierten Reibungswinkeln

- Aktive Erddruckbelastung (Berechnung nach *DC-Grundbau*):

$$e_{0h}(t = 550,61) = 4,65 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 9,52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 547,32) = 13,79 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 546,20) = 16,34 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 41,32 \text{ kN/m}^2$$

- Umgelagerter Erddruck:

$$e_{uh}(t = 550,61) = 24,61 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 543,41) = 24,61 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 543,41) = 17,22 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 536,10) = 17,22 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 536,10) = 34,60 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{uh}(t = 532,35) = 41,32 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruck ab Geländeoberkante:

$$e_{0h}(t = 550,61) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 549,74) = 17,40 \cdot 0,50 = 8,70 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 547,32) = 68,22 \cdot 0,33 = 22,57 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 546,20) = 91,74 \cdot 0,33 = 30,35 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 536,10) = 212,94 \cdot 0,33 = 70,46 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 257,94 \cdot 0,33 = 85,34 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruhedruckspannungen ab Baugrubensohle:

$$e_{0h}(t = 536,10) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 533,60) = 30,0 \cdot 0,33 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{0h}(t = 532,35) = 45,0 \cdot 0,33 = 14,85 \text{ kN/m}^2$$

- Passive Erddruckspannungen im Bodenaufleger:

$$e_{ph}(t = 536,10) = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 532,35) = 30,0 \cdot 16,78 = 503,40 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ph}(t = 532,35) = 45,0 \cdot 16,78 = 755,10 \text{ kN/m}^2$$

C.3.2. Mobilisierungsansatz gemäß ÖNORM B4434

Bestimmung der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandskraft im Fußauflager:

$$E_{ph,max} = \frac{452,70 \cdot 3,75}{2} = 848,81 \text{ kN}$$

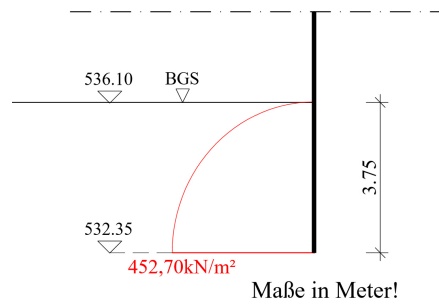


Abbildung C.4: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Startbaugrube West

Die Berechnung der resultierenden Erddruckkraft E_{0h} erfolgt zu:

$$E_{0h} = \frac{17,92 \cdot 3,75}{2} = 33,60 \text{ kN}$$

Nach Einsetzen der Erddruckspannungen in Höhe des Bodenaufagers in Gleichung (6.7) folgt die Mobilisierungsfunktion gemäß ÖNORM B4434 zu:

$$e'_{ph} = 11,92 + (301,80 - 11,92) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{1,82} \right)^2 \right]^{0,7}$$

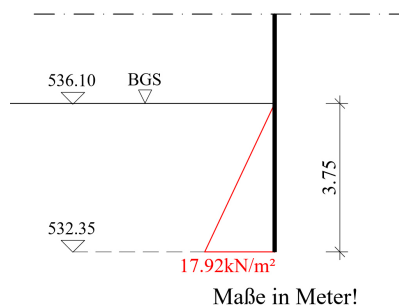


Abbildung C.5: Erdrückdruckverlauf im Bodenaufleger der Startbaugrube West gemäß ÖNORM B4434

C.3.3. Mobilisierungsansatz von Besler

Unter Berücksichtigung einer Vorbelastung und der Reibungswinkel gemäß geotechnischem Gutachten ergibt sich der Mobilisierungsansatz von Besler zu:

Bestimmung des Abstandes z_e nach Gleichung (3.70):

$$z_e = 0,40 \cdot (10,06 - 0,39) \cdot 212,94 \div 12,0 = 0,73 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckresultierenden aus der Vorbelastung:

$$E_v = 0,40 \cdot \left(\frac{12,0 \cdot 3,75^2}{2} + 212,84 \cdot 3,75 - 0,73 \right) = 320,57 \text{ kN}$$

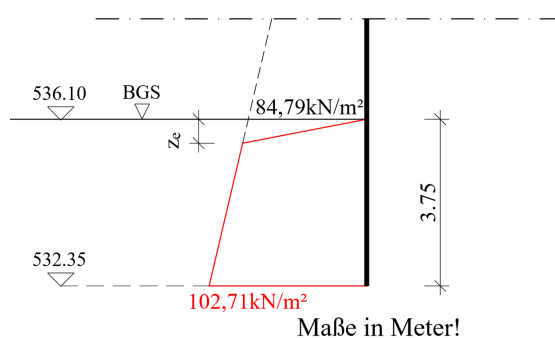


Abbildung C.6: Erdrückdruckverlauf im Bodenaufleger der Startbaugrube West gemäß EB 102

Für die Berechnung der Verschiebungen im Grenzzustand und jener im Gebrauchszustand bedarf es der Annahme folgender Faktoren:

$$f_D = 0,75 \text{ (sehr dichte Lagerung)}$$

$$f_{\rho,G} = 2,44$$

$$f_{\rho,B} = 1,57$$

$$f_{B,G} = 0,05\%$$

$$f_{B,B} = 3,87\%$$

$$f_{s,G} = 2,21$$

$$f_{s,B} = 1,58$$

Durch die Faktorisierung von Besler ergeben sich folgende Werte zur Berechnung der Verschiebungen:

$$f_1 = 0,75 \cdot 2,44 \cdot 0,0005 \cdot 2,21 = 0,20$$

$$f_2 = 0,75 \cdot 1,57 \cdot 0,0387 \cdot 1,58 = 0,72$$

Daraus resultiert:

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,20}{0,72} = 0,28$$

Im Anschluss erfolgt die Berechnung der Konstanten des Hyperbelansatzes mit den Erddruckbeiwerten für die Kiesschicht ($K_0 = 0,398$ und $K_{ph} = 10,06$).

$$C = \frac{-K_{ph} \cdot \frac{s_G}{s_B}}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_G}{s_B} + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} = 0,74$$

$$A_v = A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) = 17,18$$

$$B_v = B = (C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) = -12,36$$

$$K_v = \frac{E_v}{E_p} \cdot K_{ph} = 3,80$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = 0,92$$

Der Versatz der Mobilisierungskurve aus der Vorbelastung errechnet sich somit zu:

$$\Delta\xi = \frac{B}{K_v - A} - C = 0,19$$

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,094$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,813$$

Die Mobilisierungsfunktion nach Besler folgt nach dem Einsetzen der berechneten Faktoren in Gleichung (3.41) zu:

$$K'_{ph} = 17,18 + \frac{-12,36}{1,315 + \frac{s}{1,19}}$$

Unter Berücksichtigung einer Vorbelastung und der modifizierten Reibungswinkel ergibt sich der Mobilisierungsansatz von Besler zu:

Bestimmung der maximal mobilisierbaren Erdwiderstandskraft im Fußauflager:

$$E_{ph,max} = \frac{755,10 \cdot 3,75}{2} = 1415,5 \text{ kN}$$

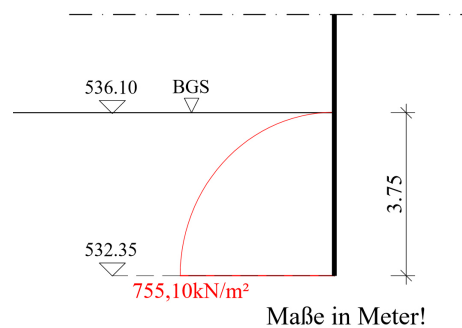


Abbildung C.7: Annahme der Erdwiderstandsspannung im Bodenaufleger der Startbaugrube West mit modifizierten Reibungswinkeln

Bestimmung des Abstandes z_e nach Gleichung (3.70):

$$z_e = 0,33 \cdot (16,78 - 0,33) \cdot 212,94 \div 12,0 = 0,36 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckresultierenden aus der Vorbelastung:

$$E_v = 0,33 \cdot \left(\frac{12,0 \cdot 3,75^2}{2} + 212,934 \cdot 3,75 - 0,36 \right) = 279,55 \text{ kN}$$

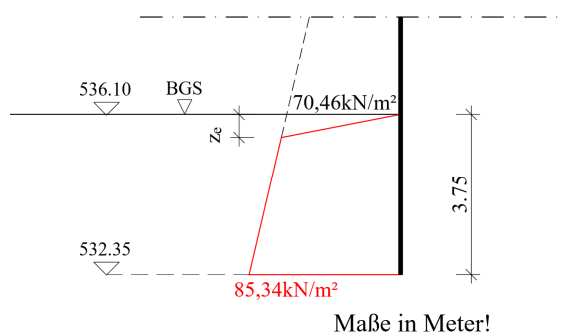


Abbildung C.8: Annahme der Erddruckspannungen im Bodenaufleger der Startbaugrube West aus der Vorbelastung gemäß EAB

Für die Berechnung der Verschiebungen im Grenzzustand und jener im Gebrauchszustand bedarf es der Annahme folgender Faktoren:

$$f_D = 0,75 \text{ (sehr dichte Lagerung)}$$

$$f_{\rho,G} = 2,44$$

$$f_{\rho,B} = 1,57$$

$$f_{B,G} = 0,05\%$$

$$f_{B,B} = 3,87\%$$

$$f_{s,G} = 2,21$$

$$f_{s,B} = 1,58$$

Durch die Faktorisierung von Besler ergeben sich folgende Werte zur Berechnung der Verschiebungen:

$$f_1 = 0,75 \cdot 2,44 \cdot 0,0005 \cdot 2,21 = 0,20$$

$$f_2 = 0,75 \cdot 1,57 \cdot 0,0387 \cdot 1,58 = 0,72$$

Daraus resultiert:

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,20}{0,72} = 0,28$$

Im Anschluss erfolgt die Berechnung der Konstanten des Hyperbel Ansatzes mit den Erddruckbeiwerten für die Kiesschicht ($K_0 = 0,391$ und $K_{ph} = 10,49$). Diese Näherung kann aufgrund des ebenfalls großen Reibungswinkels in der Sandschicht als ausreichend genau angesehen werden.

$$C = \frac{-K_{ph} \cdot \frac{s_G}{s_B}}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_G}{s_B} + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} = 0,69$$

$$A_V = A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) = 28,04$$

$$B_V = B = (C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) = -17,06$$

$$K_v = \frac{E_v}{E_p} \cdot K_{ph} = 3,31$$

$$C_v = \frac{B}{K_v - A} = 0,69$$

Der Versatz der Mobilisierungskurve aus der Vorbelastung errechnet sich somit zu:

$$\Delta\xi = \frac{B}{K_v - A} - C = 0,005$$

$$\xi_{G,V} = \xi_G - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,28$$

$$\xi_{B,V} = \xi_B - \Delta\xi = 1 - \Delta\xi = 0,995$$

Die Mobilisierungsfunktion nach Besler folgt nach dem Einsetzen der berechneten Faktoren in Gleichung (3.41) zu:

$$K'_{ph} = 28,04 + \frac{-17,06}{0,69 + \frac{s}{1,82}}$$