

Schriftenreihe des Lehrstuhls Geotechnik
der Technischen Universität Dortmund
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Frank Könemann

Heft 34

**Bemessungserddruck und Setzungsentwicklung
bei integralen Brücken**

von

Marcel Deckert

Dortmund 2021

Bezugsadresse:

Lehrstuhl Geotechnik
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
Technische Universität Dortmund
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund

Schriftenreihe des Lehrstuhls Geotechnik
der Technischen Universität Dortmund
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Frank Könemann

Heft 34

**Bemessungserddruck und Setzungsentwicklung
bei integralen Brücken**

von

Marcel Deckert

Dortmund 2021

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

Prüfungskommission

Vorsitzende:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Jeanette Orlowsky	TU Dortmund
1. Gutachter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler	TU Dortmund
2. Gutachter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos	TU Kaiserslautern
3. Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. Frank Könemann	TU Dortmund

Tag der mündlichen Prüfung: 09.04.2021

Vorwort des Herausgebers

Der Ausgangspunkt für das Forschungsthema war ein Transfer-Forschungsprojekt der DFG in Zusammenarbeit mit der DEGES GmbH vor dem Hintergrund, dass zahlreiche bestehende Brückenbauwerke nicht mehr den Anforderungen der aktuellen Regelwerke entsprechen und Schäden aufweisen. Für den Ersatzneubau/Neubau von Brückenbauwerken kommen zunehmend sogenannte integrale Brücken zum Einsatz. Der große Vorteil dieser Bauart besteht i. W. aus dem geringen Wartungsaufwand und den somit wesentlich geringeren Instandhaltungskosten sowie der höheren Nutzungsdauer gegenüber konventionellen Brückenbauwerken.

Durch das statisch unbestimmte Rahmentragwerk ergeben sich infolge der Temperaturbeanspruchungen (Winter/Sommer) und den damit verbundenen Längenänderungen hohe zyklische Erddruckeinwirkungen auf die Widerlager und den dahinter anstehenden Boden. Untersuchungen und Beobachtungen an Brückenbauwerken haben ergeben, dass der auf die Widerlager und den Boden einwirkende Erddruck sowie die Setzungen des Bodens hinter den Widerlagern im Übergangsbereich zur Straße von der Anzahl der Belastungen (Lastzyklen) abhängen.

Herr Deckert untersucht in seiner vorliegenden Dissertation diese Einflüsse sowohl anhand numerischer Berechnungen mit Ansatz unterschiedlicher Stoffmodelle als auch anhand von ausgewerteten Erddruckmessungen an einem ausgeführten Brückenbauprojekt als Großversuch. Dabei wird die gesamte integrale Brücke mit Widerlager, Untergrund einschließlich Hinterfüllung betrachtet. In Ergänzung werden die in Deutschland überwiegend ausgeführten Übergangskonstruktionen zwischen Widerlager- und Straßenbereich in Form von Schleppplattenkonstruktionen und mittels Bindemittel verfestigter Bodenbereiche beleuchtet. Der Großversuch besteht aus einem integralen Brückenbauwerk, bei dem die sich einstellenden Erddrücke durch den Einbau von Erddruckmessdosen in mehreren Höhenebenen auf der erdseitigen Widerlagerwand gemessen werden.

Als Ergebnis dieser Untersuchungen wird von Herrn Deckert ein eigener Bemessungsvorschlag für den anzusetzenden Erddruck sowie die Erddruckverteilung zur Bemessung der Widerlager von integralen Brückenbauwerken erarbeitet. Die vorliegende Arbeit stellt einen wesentlichen Beitrag zur Beschreibung des Interaktionsverhaltens Brückenwiderlager/Boden infolge zyklischer Erddruckeinwirkung dar.

Mein Dank gilt Herrn Deckert, der sich in seiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Geotechnik sehr in Lehre und Forschung engagiert hat und dem es gelungen ist, die Ergebnisse seiner Forschungsarbeit in einer auch für den Anwender verständlichen Form zu verfassen.

Dortmund, im April 2021

Frank Könemann

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl Geotechnik (vormals Lehrstuhl Baugrund-Grundbau) an der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dortmund und dem DFG-geförderten Transfer-Forschungsprojekt 397521181 in Zusammenarbeit mit der DEGES.

Mein besonderer Dank gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler für die umfassende Betreuung und Unterstützung meiner Arbeit. Ebenso möchte ich meinen Dank an alle Mitarbeiter:innen und ehemaligen Mitarbeiter:innen des Lehrstuhls für die vielen Diskussionen und Anregungen aussprechen. Frau Dr.-Ing. Stefanie Danne gilt ein besonderer Dank für die stetige Hilfsbereitschaft und immer einem offenen Ohr, insbesondere auch für die kritische Durchsicht meiner Arbeit.

Ebenso danken möchte ich den Herren Prof. Dr.-Ing. Christos Vrettos und Prof. Dr.-Ing. Frank Könemann für die gründliche und umgehende Prüfung sowie Begutachtung meiner Arbeit. Frau Prof. Dr.-Ing. Jeanette Orłowsky danke ich für die sympathische Leitung der Prüfungskommission.

Stellvertretend möchte ich Herrn Friso Friese der DEGES GmbH und Herrn Rainer Brög der geoteam Ingenieurgesellschaft mbH für die stets sehr gute Zusammenarbeit im Zuge des Forschungsprojekts danken.

Frau Stefanie Brokbals möchte ich ganz besonders danken für die andauernde Hilfsbereitschaft sowie der kritischen Durchsicht meiner Arbeit.

Zuletzt möchte ich ganz besonders meiner Familie danken, ohne deren Motivation und Unterstützung diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Der Dank gilt insbesondere meinen Eltern, die mir, die Grundlage für diese Arbeit, das Studium in Dortmund überhaupt ermöglicht haben. Auch meinem Mann Benjamin möchte ich ganz herzlich für die Rücksichtnahme und stetige Motivation zur Umsetzung dieser Arbeit danken.

Wuppertal, im April 2021

Marcel Deckert

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit umfasst umfangreiche Untersuchungen und Darstellungen zum Bemessungserddruck und zur Setzungsentwicklung bei integralen Brücken. Bei integralen Brückenbauwerken spielt die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund eine bedeutende Rolle, da diverse Zwangsbeanspruchungen aus dem Brückenüberbau direkt über die Widerlager auf die angrenzende Hinterfüllung übertragen werden. Der in Deutschland angewandte Bemessungsansatz des Erddrucks für Widerlagerwände von VOGT wird validiert. Darüber hinaus wird auf Grundlage der eigenen Erkenntnisse aus numerischen Berechnungen und Messungen am Beispielprojekt ein vereinfachter Bemessungsansatz vorgeschlagen.

Außerdem beinhaltet die Arbeit ausführliche numerische Untersuchungen zum zyklischen Erddruck auf Widerlagerwände sowie zum Setzungsverhalten der angrenzenden Hinterfüllung mit vier verschiedenen Stoffmodellen: Hardening-Soil, Hypoplastizität mit und ohne intergranulare Dehnung und Neohypoplastizität.

Im Transfer-Forschungsprojekt (DFG-Projekt Nummer 397521181) konnten innerhalb des ersten Jahres bereits einige Erkenntnisse gewonnen werden. Es lassen sich die sog. Tageszyklen, die auf Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht zurück zu führen sind, in den Erddruckmessungen gut erkennen.

Summary

The present thesis comprises extensive investigations and presentations of the design earth pressure and the development of settlement at integral bridges. At integral abutment bridge structures, the interaction between the structure and the soil plays an important role, since various constrained loads from the bridge superstructure are rather transferred directly via the abutments to the adjacent backfill. The design approach of the earth pressure for abutment walls by VOGT used in Germany is validated. In addition, a simplified design approach is proposed based on findings from numerical calculations and measurements from a sample project.

Besides this thesis contains detailed numerical investigations regarding cyclic earth pressure on abutment walls as well as the settlement behavior of the adjacent backfill using four different material models: Hardening-Soil, hypoplasticity with and without intergranular expansion and neohypoplasticity.

Some of the insights were already gained within the first year of the sample research project (DFG project number 397521181). The so-called daily cycles which can be traced back to temperature differences between day and night were already well perceived in soil pressure measurements.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Stand der Wissenschaft und Forschung	2
1.3	Gliederung und Übersicht	6
2	Integrale Brücken	9
2.1	Allgemeines	9
2.2	Definitionen	10
2.3	Bemessung	11
2.4	Vor- und Nachteile	11
3	Normen, Richtlinien und Regelwerke	13
3.1	RE-ING	13
3.2	Eurocodes	14
3.3	DIN 4085: Baugrund - Berechnung des Erddrucks	15
3.4	Sonstige Regelwerke	15
4	Grundlagen zum Erddruck und zu Einwirkungen	17
4.1	Allgemeines	17
4.2	Erddruck	17
4.2.1	Erddruckmobilisierung allgemein	17
4.2.2	Erddruckmobilisierung nach VOGT	19
4.2.3	Erddruckmobilisierung nach BESLER	21
4.2.4	Erddruckmobilisierung nach BARTL	23
4.2.5	Vergleich der passiven Erddruckmobilisierungsansätze bei Drehung um den Fußpunkt	25
4.2.6	Verdichtungserddruck	27
4.3	Baugrund-Bauwerk-Interaktion	27
4.4	Temperatureinwirkungen	29
4.5	Sonstige Lasten	30

5	Stoffmodelle und Materialverhalten	31
5.1	Allgemeines	31
5.2	Stoffmodelle	31
5.2.1	Grundsätze	31
5.2.2	Hardening Soil (HS)	31
5.2.3	Hypoplastizität	36
5.2.4	Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (ID)	39
5.2.5	Neohypoplastizität	41
5.3	Simulation von Triaxialversuchen und Ermittlung der Stoffparameter . . .	46
5.3.1	Allgemeines und Materialwerte	46
5.3.2	Hardening Soil (HS)	51
5.3.3	Hypoplastizität	51
5.3.4	Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung	52
5.3.5	Neohypoplastizität	53
5.4	Vergleich des Materialverhaltens	54
6	Verwendete Software	57
6.1	PLAXIS	57
6.2	Abaqus	58
7	Modellierung des Systems mit verschiedenen Varianten	59
7.1	Annahmen	59
7.2	Modellvarianten	60
7.2.1	Geometrie	60
7.2.2	Vereinfachtes Grundmodell	61
7.2.3	Erweitertes Modell	63
7.2.4	Gesamtmodell	65
7.3	Berechnungsergebnisse des erweiterten Modells	66
7.3.1	Übersicht zur Auswertung	66
7.3.2	Hardening Soil (HS)	66
7.3.3	Hypoplastizität	72
7.3.4	Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (ID)	77
7.3.5	Neohypoplastizität	82
7.3.6	Vergleich der Berechnungsergebnisse	87
7.4	Bewertung der Ergebnisse	90
8	Übergangskonstruktionen bei integralen Brücken	93
8.1	Überblick	93

8.2	Übergangskonstruktionen in Deutschland	94
8.3	Numerisches Modell	96
8.4	Vergleichsberechnungen verschiedener Übergangskonstruktionen	98
8.5	Bewertung der Übergangskonstruktionen	105
9	Einfluss einer Verdichtung auf den Erddruck	107
9.1	Überblick	107
9.2	Verdichtungsgeräte	108
9.3	Auswirkungen auf den Erddruck bei zyklischer Belastung infolge von Verdichtungsarbeiten	108
9.4	Bewertung der Ergebnisse	115
10	Großversuch Brücke „Buddenacker“	119
10.1	Vorstellung des Bauprojekts	119
10.2	Erddruckmessung	120
10.2.1	Verwendete Erddruckgeber	120
10.2.2	Aufbau und Material der Hinterfüllung	123
10.2.3	Verdichtung der Hinterfüllung	126
10.2.4	Ergebnisse und Bewertung	129
10.3	Setzungsmessung	134
10.3.1	Übersicht	134
10.4	Schlussfolgerungen	135
11	Bemessungsvorschlag	137
11.1	Vergleich der Erddruckmobilisierungen zwischen FE und VOGT	137
11.2	Vorschlag eines Bemessungsansatzes	140
11.3	Bemessungsansatz mit $\lambda = 1,0$	142
11.3.1	Kopfverschiebung $V = 0,005$ m	143
11.3.2	Kopfverschiebung $V = 0,01$ m	144
11.3.3	Kopfverschiebung $V = 0,02$ m	145
11.3.4	Kopfverschiebung $V = 0,03$ m	146
11.3.5	Zwischenfazit	147
11.4	Optimierung des Bemessungsansatzes	147
11.4.1	Vorüberlegungen	147
11.4.2	Kopfverschiebung $V = 0,001$ m	148
11.4.3	Kopfverschiebung $V = 0,005$ m	149
11.4.4	Kopfverschiebung $V = 0,01$ m	150
11.4.5	Kopfverschiebung $V = 0,02$ m	151

11.4.6 Kopfverschiebung $V = 0,03$ m	152
11.4.7 Kopfverschiebung $V = 0,05$ m	153
11.4.8 Kopfverschiebung $V = 0,065$ m	154
11.5 Schlussfolgerungen	154
12 Zusammenfassung und Ausblick	157
12.1 Zusammenfassung	157
12.2 Ausblick	159
Anhang A:	
Beiwerte des Mobilisierungsansatzes von BESLER	161
Anhang B:	
Ergänzende Berechnungsergebnisse des erweiterten Modells aus Kapitel 7	163
Anhang C:	
Ergänzende Laborergebnisse zu den Prüfstellen aus Kapitel 10	175
Literaturverzeichnis	181

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Bei integralen Brückenbauwerken, darunter versteht man Brücken in Rahmenbauweise, werden die Längenänderungen infolge Temperaturdifferenzen vollständig auf die Brückenwiderlager übertragen, wodurch es zu wiederholten Belastungen des angrenzenden Bodens kommt. Kleinere Beanspruchungen entstehen häufig und kurzfristig durch die Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht. Größere Bewegungen der Brückenwiderlager ergeben sich aus dem Verlauf der Jahreszeiten und den entsprechenden Temperaturen [33],[37].

Es ergeben sich im Einzelnen monotone Verkürzungen des Bauwerks aus Kriechen und Schwinden sowie negative als auch positive Wandverschiebungen aus Temperaturveränderungen. Diese Verschiebungen wirken direkt auf den Baugrund, in den die Brücke eingebettet ist. Die durch die Einbettung entstehenden Zwangsbeanspruchungen sind im Wesentlichen von der Steifigkeit des Bauwerks, des Baugrunds und der Hinterfüllung abhängig. Bei negativen Wandverschiebungen gegen das Erdreich (Sommerstellung des Bauwerks) werden insbesondere in den oberen Bodenschichten Anteile des passiven Erddrucks mobilisiert [37].

Neben der Größe der Zwangsbeanspruchungen ist bei integralen Bauwerken dem Bauwerksende, dem Übergang zwischen Bauwerk und Hinterfüllung, besondere Beachtung zu schenken. Trotz der auftretenden Zwängungen treten bei integralen Brücken in der Regel betragsmäßig annähernd gleiche Längenänderungen infolge Temperaturveränderungen auf wie bei konventionellen Brücken. Durch die periodische Wiederholung der Bewegungen infolge Temperatur wird eine fortschreitende Verdichtung der Hinterfüllung erreicht [37]. Die Folge können Setzungen im Hinterfüllbereich sein. Die Ausbildung des Übergangs zwischen Bauwerk und Hinterfüllung ist von der Verkehrskategorie und Bauweise der Brücke abhängig und ist in der RE-ING [10] geregelt.

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der numerischen Untersuchung des zyklischen Erddrucks auf Widerlagerwände bei integralen Brücken infolge von Temperaturdehnungen. Dazu werden umfangreiche numerische Berechnungen erstellt und diverse Einflussvariablen auf

die Erddruckverteilung untersucht.

Hierbei soll insbesondere die Anwendung und Praxiserprobung der im Rahmen der DFG-Forschergruppe 'Geotech' entwickelten Stoffmodelle untersucht werden. Mit diesen Ergebnissen sollen die bestehenden Bemessungsansätze für integrale Brücken überprüft und ggf. Änderungsvorschläge erarbeitet werden. Auch soll die Setzungsentwicklung der Hinterfüllung infolge zyklischer Verformungen betrachtet und erläutert werden.

1.2 Stand der Wissenschaft und Forschung

In den vergangenen Jahrzehnten haben integrale Brückenbauwerke in vielen Ländern an Bedeutung gewonnen. Bei der Bemessung von integralen Brücken stützt man sich auf den Ansatz von VOGT [66], nach dem gemäß RE-ING [10] ein oberer Wert für den mobilisierten Erddruck in der Sommerstellung abgeschätzt werden darf. Als unterer Wert für die Winterstellung werden gemäß RE-ING 50% des aktiven Erddrucks angesetzt.

Es handelt sich dabei um eine Näherung, die aus wissenschaftlicher Sicht Fragen offenlässt. VOGT [66] stellte in Modelluntersuchungen fest, dass sich bereits mit dem ersten Lastzyklus ein quasi-elastisches Verhalten einstellt. Versuche anderer Autoren dagegen zeigen eine Zunahme des Erddrucks mit steigender Anzahl der Zyklen [45].

Insbesondere bei längeren Brücken mit großen Bewegungen könnte der Ansatz von VOGT zu geringe Erddrücke für die Bemessung ergeben. Zu hinterfragen ist auch der Ansatz von 50% des aktiven Erddrucks, da aus theoretischer Sicht der aktive Erddruck eine untere Grenze darstellt, die nicht unterschritten werden kann [45].

Bei sich wiederholenden, quasi-statischen Beanspruchungen ist die Frequenz der Zyklen so gering, dass Beschleunigungseffekte vernachlässigbar sind [44]. Auf Grundlage der Elasto-Plasto-Mechanik sind zwei grundsätzliche Möglichkeiten zu unterscheiden, wie ein System bei wiederholten Beanspruchungen reagieren kann. Die sog. Shakedown-Theorie, vgl. KOITER [51] und MARTIN [56], unterscheidet zwischen inkrementellem Kollaps und Shakedown. Ein inkrementeller Kollaps bedeutet ein schrittweises Versagen mit einer linearen Zunahme der plastischen Verschiebungen in Abhängigkeit der Zyklenanzahl. Dies ist bei Erddruckproblemen nicht bekannt. In der Regel wird ein Shakedown, d. h. eine Beruhigung der Verschiebungen beobachtet, vgl. HETTLER [43]. Häufig stellt sich eine logarithmische Zunahme der Verschiebungen mit der Zyklenanzahl ein, während nach der Shakedown-Theorie der Elasto-Plasto-Mechanik ein System rein elastisch reagiert [44].

In der Arbeit von DANNE [11] werden Fragen zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten nichtbindiger Böden bei niederzyklischer Belastung beantwortet, indem verschiedene Spannungspfade mit unterschiedlichen Anfangsspannungszuständen auf einen Bodenkörper im Triaxialversuch aufgebracht werden. Die im Labor durchgeführten Versuche werden numerisch mit ausgewählten Stoffmodellen nachgerechnet und die Ergebnisse miteinander verglichen. Dabei fällt auf, dass die verwendeten Stoffmodelle keine einheitlichen Ergebnisse liefern. Bei Gegenüberstellung der experimentellen und numerischen Ergebnisse können Gemeinsamkeiten und Unterschiede beschrieben und bewertet werden. DANNE kann kein Stoffmodell identifizieren, das alle Versuchsergebnisse gleichermaßen zufriedenstellend beschreibt, einige der Stoffmodelle weisen insbesondere bei der Verformungsprognose Defizite auf. Empfehlungen für die Anwendung der untersuchten Stoffmodelle können daher nur eingeschränkt gegeben werden, vgl. [11].

Ausführliche Untersuchungen an zwei Brückenbauwerken zum Einfluss verschiedener Hinterfüllungen wurden von KUDLA et al. [52] im Rahmen eines Forschungsprojekts im Auftrag des *Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung* erstellt. Dabei wurde eines der beiden Brückenbauwerke als schiefwinklige integrale Brücke mit einer Spannweite von 17,5 m erstellt. Anhand von Messungen wurde festgestellt, dass der gemessene Erddruck teilweise größer war, als der nach den Ansätzen von VOGT und BARTL berechnete Erddruck. Dabei traten die größten jahreszeitlichen Erddruckschwankungen im Bereich der halben Widerlagerhöhe auf. Außerdem konnte beobachtet werden, dass der Erddruck in den Sommermonaten mit einem Erddruckbeiwert K_{res} von bis zu 0,9 deutlich größer als der Erdruchdruck war. Eine gute Übereinstimmung wurde bei der Berechnung des mobilisierten Erddrucks mit dem Ansatz nach VOGT und der Gesamtverschiebung des Bauwerks zwischen Sommer- und Winterstellung erzielt.

Grundlage der Untersuchungen von SZCZYBRA [64] sind die beiden o. g. Brückenbauwerke. Zusätzlich wurden vollumfängliche Setzungsmessungen innerhalb der verschiedenen Hinterfüllmaterialien vorgenommen, bei denen eine Verlagerung der Setzungsmulde an das Ende der Schleppplatte beobachtet werden konnte. Numerische Berechnungen zum Setzungsverhalten sowie zum Erddruckverlauf der Hinterfüllungen wurden mittels der Software Abaqus durchgeführt. Als Stoffmodell verwendete SZCZYBRA ein elastoplastisches Stoffmodell mit der erweiterten Fließbedingung nach DRUCKER-PRAGER. Anhand von Ödometerversuchen zeigt SZCZYBRA eine gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Werten bei Be- und Entlastung unter Verwendung des elastoplastischen Stoffmodells mit der erweiterten Fließbedingung nach DRUCKER-PRAGER. Die Abbildung zyklisch bedingter Erddruckzunahmen sowie Setzungsveränderungen ist mit

diesem Stoffmodell nicht möglich, hier wird auf die hypoplastischen Stoffmodelle nach VON WOLFFERSDORFF [67] und NIEMUNIS, HERLE [60] verwiesen. Auch in den numerischen Berechnungen zeigt sich eine Verlagerung der Setzungsmulde an das Ende der Schleppplatte.

ENGLAND führte ausführliche Untersuchungen zur Relation zwischen Widerlagerverschiebung und resultierendem Erddruck in Modellversuchen sowie in numerischen Berechnungen mit der Software *QSand* durch [33]. Das Ziel war es, ein neues Stoffmodell für die Vorhersage des zyklischen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Widerlagerhinterfüllungen zu entwickeln. Dazu wurde ein Versuchsmodell mit einer Länge von 114 cm, einer Höhe von 57 cm sowie einer Breite von 30 cm gebaut, in dem Leighton-Buzzard Sand unter zyklischen Wandverschiebungen getestet wurde, vgl. Abbildung 1.1. Weitere Ausbaulasten und Verkehrslasten wurden bei den Versuchen nicht berücksichtigt.

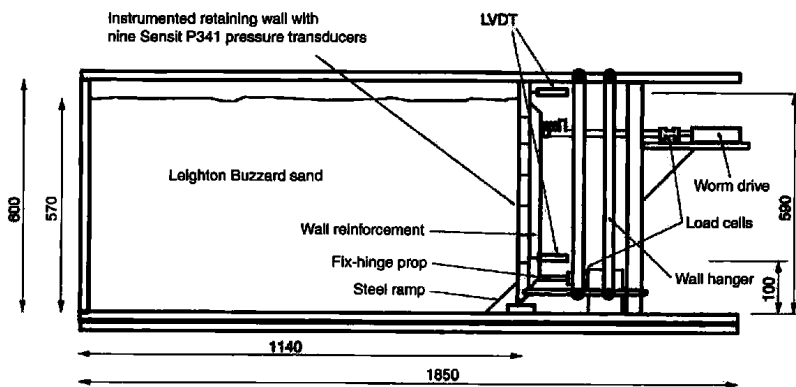


Abbildung 1.1: Darstellung des Versuchsmodells der Widerlagerwand, Maße in mm, aus [33]

ENGLAND [33] stellte fest, dass der Erddruck im Versuchsmodell innerhalb der ersten zehn Zyklen stark anstieg, darüber hinaus jedoch keine Stagnation zu verzeichnen war. Auch nach mehr als 100 Zyklen konnte noch ein leichter Anstieg des Erddrucks beobachtet werden, vgl. Abbildung 1.2. Unabhängig von den betrachteten Verschiebungsgrößen am Wandkopf konnte festgestellt werden, dass der Erddruck in etwa in mittlerer Höhe der Widerlagerwand maximale Werte erreichte. Außerdem wurden Setzungen im angrenzenden Hinterfüllbereich gemessen, die auch bei größerer Zyklenanzahl weiter anstiegen. Teilweise wurden auch Hebungen beobachtet, vgl. Abbildung 1.3. Im Weiteren wurden Versuche mit einer Überlagerung von Tages- und Jahreszyklen bei unterschiedlichen Verschiebungsamplituden erstellt, bei denen größere Setzungen festgestellt wurden.

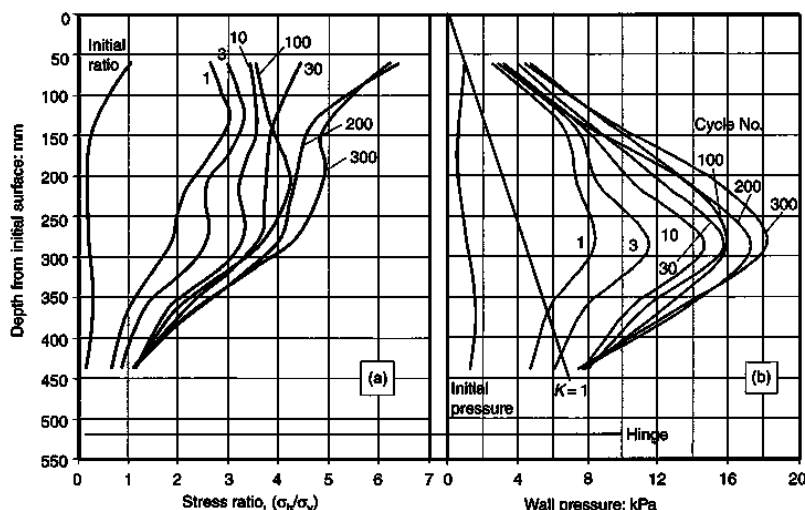


Abbildung 1.2: Darstellung des horizontalen Erddrucks hinter Widerlagerwänden in Abhängigkeit der Zyklen aus dem Modellversuch bei Drehung um den Fußpunkt $\pm 1,3 \text{ ‰}$ [33]

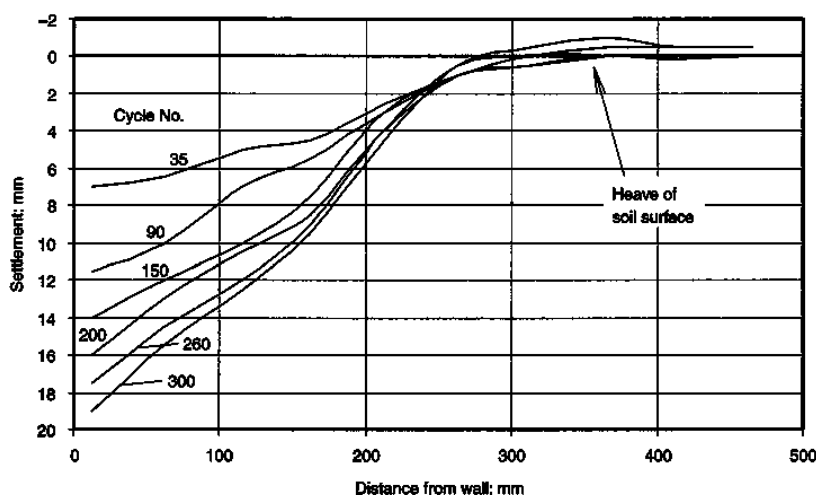


Abbildung 1.3: Darstellung der Setzungen hinter Widerlagerwänden in Abhängigkeit der Zyklen aus dem Modellversuch bei Drehung um den Fußpunkt $\pm 1,3 \text{ ‰}$ [33]

Numerische Berechnungen sowie Messungen an zwei integralen Brücken führte KEROKOSKI in Finnland durch [50]. Für die numerischen Berechnungen wurden die Stoffmodelle *Mohr-Coulomb* sowie *Hardening-Soil* verwendet, bei denen ein steifer Boden zu Grunde gelegt wurde. Die in Finnland geltenden Bemessungsvorschriften schreiben bereits ab einer Rotation der Widerlagerwand von 2 ‰ um den Fußpunkt den Ansatz des vollen passiven Erddrucks vor. In den oberen Bodenschichten (ca. $1,5 \text{ m}$) konnten Übereinstimmungen zwischen den Modellrechnungen und den Messungen am Bauwerk festgestellt werden. In den darunter liegenden Bodenschichten wurden nur geringere Erddrücke gemessen als in den Modellrechnungen vorhergesagt wurde. Diese Abweichungen erklärt KEROKOSKI

in seiner Arbeit mit dem fehlenden Einfluss einer Schleppplatte in seinen numerischen Berechnungen, vgl. [50]. Bei unsymmetrischen Brückenbauwerken weist KEROKOSKI auf mögliche, einseitig auftretenden Bauwerksverschiebungen von bis zu 5 cm hin, die bei einem Bauwerk in Minnesota tatsächlich beobachtet wurden.

Einen Überblick zu integralen Brücken mit international ausgeführten Bauwerken gibt KAUFMANN in [49].

1.3 Gliederung und Übersicht

Die Arbeit ist in 12 Kapitel unterteilt. Zunächst werden in Kapitel 2 Grundlagen und Begriffe über integrale Brücken beschrieben, welche für das weitere Verständnis der Arbeit relevant sind. Eine wesentliche Rolle dabei spielen die sogenannten Winter- und Sommerstellungen des Bauwerks, die immer wieder im Bezug zum Erddruck und der Setzungsentwicklung verwendet werden. Außerdem wird in diesem Kapitel darauf eingegangen, welche Vor- und Nachteile die integrale Bauweise mit sich bringt und welche Besonderheiten bei der statischen Bemessung eine Rolle spielen.

Im Anschluss wird in Kapitel 3 Bezug zur aktuellen Normungssituation hergestellt. Darüber hinaus sind auch einige Regelwerke und Richtlinien verschiedener Institutionen zu nennen, welche bei der Ausführung integraler Bauwerke in Betracht gezogen werden müssen.

Grundlagen zum Erddruck sowie zur Erddruckmobilisierung werden in Kapitel 4 dargestellt. Ausgehend von den Grenzzuständen des Erddrucks und den unterschiedlichen Methoden zur Beschreibung dieser, werden verschiedene Mobilisierungsansätze nach VOGT [66], BESLER [3] und BARTL [1] erläutert und ausgewertet. Außerdem werden die aus identischen Bodenkennwerten ermittelten Erddruckverläufe miteinander verglichen und Unterschiede sowohl in der Verteilung als auch in den Erddruckresultierenden herausgearbeitet. Schließlich werden verschiedene Beeinflussungen auf den Erddruck durch die Baugrund-Bauwerk Interaktion, der Temperatureinwirkung sowie sonstigen Lasten hervorgehoben.

In Kapitel 5 wird ein ausführlicher Überblick über die verwendeten Stoffmodelle zur Beschreibung und Abbildung des numerischen Materialverhaltens gegeben. Es werden die

vier Stoffmodelle *Hardening-Soil*, *Hypoplastizität* (mit und ohne Erweiterung der intergranularen Dehnung) und *Neohypoplastizität* erläutert und deren Eigenschaften beschrieben. Außerdem werden verschiedene Materialsätze der genannten Stoffmodelle mittels numerisch abgebildeter Triaxialversuche kalibriert und ausgewertet, sodass im weiteren Verlauf eine Vergleichbarkeit unter den einzelnen Materialmodellen vorhanden ist.

Im Anschluss wird im 6. Kapitel eine Übersicht der verwendeten Software zur Berechnung der Triaxialversuche und der Baugrund-Bauwerk-Modelle gegeben.

Schließlich werden eingangs in Kapitel 7 die Annahmen erläutert, unter welchen die numerischen Modelle zur Berechnung der zyklischen Erddrücke sowie Setzungen betrachtet werden. Danach erfolgt die ausführliche Darstellung und Beschreibung von drei unterschiedlichen Modellvarianten. Das vereinfachte Grundmodell soll einen ersten Eindruck auf die zu erwartenden Erddrücke und Setzungen geben und dient zur Kalibrierung einiger Einflussfaktoren und Modellparameter, wie z. B. die Elementgröße des FE-Netzes sowie des spannungsabhängigen Reibungswinkels φ . Betrachtet wird in diesem Modell eine Drehung der Wand um den Fußpunkt. Das etwas komplexere, erweiterte Modell beinhaltet zusätzlich zum vereinfachten Modell die Abbildung des Untergrundes unterhalb der Gründungssohle. Dieses Modell dient dazu, realistische Sachverhalte vereinfacht, aber zugleich hinreichend genau abzubilden, um alle Einflussfaktoren des Bauvorhabens zu berücksichtigen. Das Gesamtmodell stellt die gesamte integrale Brücke mit Untergrund und Hinterfüllung dar. Der Brückenkörper wird anhand der Baustellenpläne modelliert und in das Modell integriert. Mit diesem Modell wird die Verformungsart der Fußpunktdrehung als Grundlage der Berechnungen des erweiterten Modells validiert. Anschließend folgt die Darstellung der Berechnungsergebnisse für die jeweiligen Stoffmodelle im Hinblick auf den Erddruck, die Erddruckresultierende und die Setzung des Hinterfüllmaterials. Außerdem folgt ein Vergleich der Ergebnisse mit den Erddrücken aus den zuvor betrachteten Mobilisierungsansätzen.

Übergangskonstruktionen spielen bei vielen Brücken eine wesentliche Rolle, wenn es um die Vermeidung von Setzungsmulden geht. Im 8. Kapitel werden die gängigsten Übergangskonstruktionen dargestellt und deren Wirkungsweisen erläutert. Des Weiteren werden diese Übergangskonstruktionen in das erweiterte numerische Modell implementiert und deren Auswirkungen auf den zyklischen Erddruck und die Setzungsentwicklung hinter der Widerlagerwand analysiert. Außerdem werden verschiedene Lasten, die infolge eines Straßenquerschnittes eintreten werden, im Zusammenspiel mit den verschiedenen Übergangskonstruktionen betrachtet und ausgewertet.

In Kapitel 9 wird ein weiterer Einflussfaktor, die Verdichtung, untersucht. Dabei wird eine Verdichtungslast numerisch in verschiedenen Varianten abgebildet und deren Einfluss auf den Erddruck untersucht. Als Grundlage der Verdichtung dienen Daten einer Vibrationsplatte mit einem Betriebsgewicht von 6,9 kN, die in eine äquivalente Gleichlast umgewandelt wird.

Anwendung findet das DFG geförderte Forschungsprojekt beim Neubau einer integralen Brücke in Dortmund-Sölde. Diese integrale, einfeldrige Rahmenbrücke wird mit einem umfangreichen Messprogramm für Erddruck-, Setzungs- sowie Temperaturmessungen ausgestattet. In Kapitel 10 wird die Messeinrichtung einschließlich deren Anordnung im Bauwerk dargestellt. Außerdem wird das Material der Hinterfüllung mit Standard Laborversuchen beschrieben. Zuletzt erfolgt die Darstellung von Ergebnissen aus den Erddruck- und Setzungsmessungen.

Auf Basis der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen und den Messungen im Großversuch wird in Kapitel 11 ein Vorschlag zur Bemessung von Widerlagerwänden bei integralen Brücken gegeben.

Kapitel 12 beinhaltet eine Zusammenfassung der Ergebnisse und einen Ausblick auf mögliche weiterführende Untersuchungen.

2 Integrale Brücken

2.1 Allgemeines

Integrale Brücken bzw. Rahmenbrücken kommen seit einigen Jahren in Europa vermehrt zum Einsatz, da sie erfahrungsgemäß aufgrund ihrer robusten und wartungsfreien Bauweise eine deutlich höhere Lebensdauer besitzen als konventionelle Brücken, was sich positiv auf die Instandhaltungskosten auswirkt [37].

Unter dem Begriff integrale Brücken werden Brücken verstanden, deren Bauweise vollständig ohne Lager und Fugen auskommt. Die Rahmentragwirkung, welche durch die monolithischen Verbindungen zwischen Ober- und Unterbau entsteht, bewirkt eine Umlagerung von Schnittgrößen und die Nutzung von Systemreserven. Das Tragverhalten wird dadurch positiv beeinflusst, sodass schlankere Bauteile und kürzere Bauzeiten umgesetzt werden können [37].

Die Besonderheit bei integraler Bauweise ist zusätzlich, dass der Baugrund bei der Bemessung nicht nur als Einwirkung im Sinne des Eurocodes 1 zu berücksichtigen ist, sondern samt der Bodeneigenschaften Bestandteil des statischen Systems ist.

Neben den sonst üblichen Verkürzungen des Bauwerks, die aus dem Betonverhalten resultieren, treten bei integralen Bauwerken sowohl negative (Sommerstellung) als auch positive (Winterstellung) Wandverschiebungen aus Temperatureinflüssen auf [37]. Einen Überblick über die Verformungen, die aus Temperaturbelastungen (Kontraktion $s_h(\Delta T_{N,\text{con}})$ und Extension $s_h(\Delta T_{N,\text{exp}})$) und aus Kriechen ($s_h(c)$) und Schwinden ($s_h(s)$) des Betons entstehen können, gibt Abbildung 2.1.

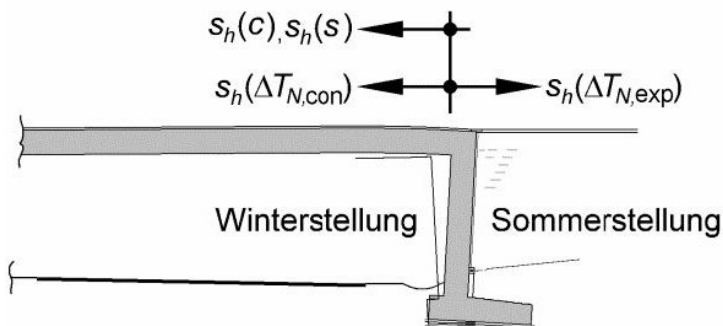


Abbildung 2.1: Widerlagerbewegungen infolge Längenänderungen des Überbaus [10]

2.2 Definitionen

Der Begriff integrale Brücke stammt aus der Übersetzung des englischen Begriffs integral bridges. Wörtlich übersetzt bedeutet »integral« »aus einem Stück« oder »fest eingebaut« [62]. Im lateinischen Sprachraum hat das Wort »integralis« sinngemäß die Bedeutungen »lückenlos, ganzheitlich, vollständig« [62].

Bei integralen Brücken ist der klassische Überbau monolithisch mit den Stützen und Pfeilern verbunden. Es kann daher auch der Begriff Rahmenbrücke oder mehrfeldrige Rahmenbrücke verwendet werden. Obwohl die Begriffe Ober- und Unterbau hier nicht genau zutreffen, werden sie im allgemeinen trotzdem verwendet [37].

Der Begriff *semi-integral* wird für Bauwerke verwendet, die nicht integral sind, bei denen aber mindestens zwei Pfeilerachsen monolithisch mit dem Überbau verbunden sind [10]. Normale Brückenlager sind in den Achsen angeordnet, in denen keine monolithische Verbindung vorliegt, sowie an den Widerlagern.

Abbildung 2.2 gibt einen Überblick über die wesentlichen Bestandteile einer integralen Brücke. Abbildung 2.3 zeigt den beispielhaften Vergleich zwischen integraler und semi-integrale Brücke.

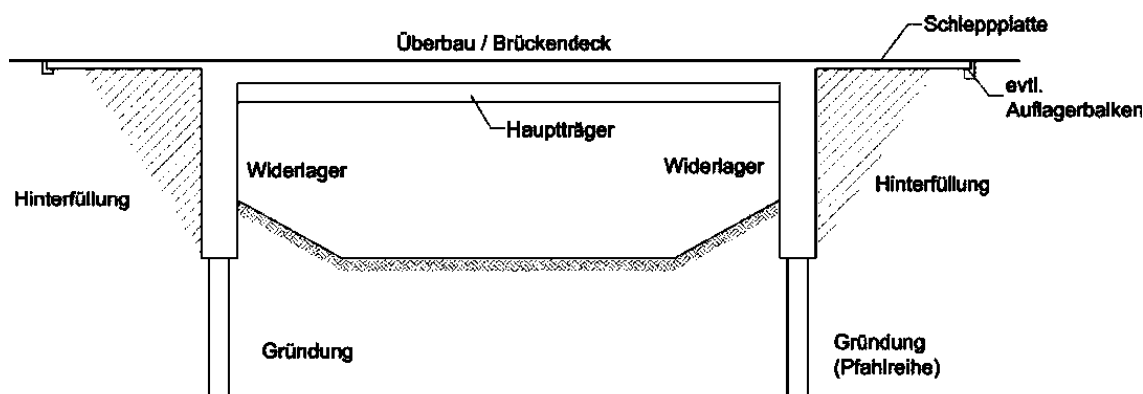


Abbildung 2.2: Darstellung der wesentlichen Bestandteile einer integralen Brücke [37]

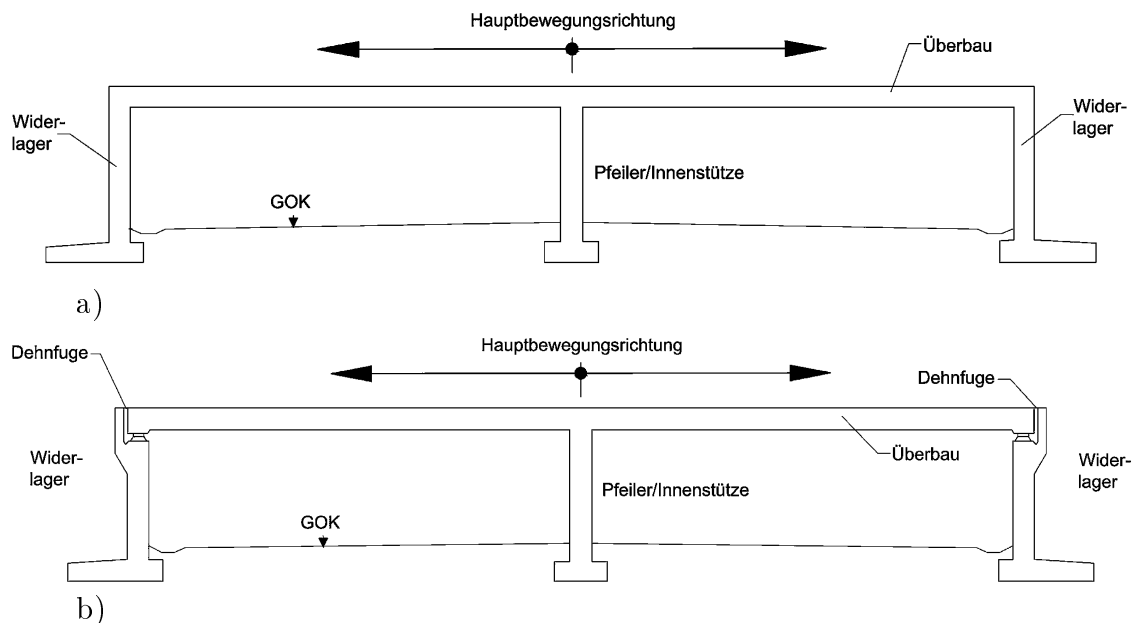


Abbildung 2.3: Vergleich zwischen a) integraler und b) semi-integraler Brücke [37]

2.3 Bemessung

Die Bemessung integraler Brückenbauwerke ähnelt der Bemessung anderer Hochbauprojekte. Lasten werden grundsätzlich in ständige und veränderliche Lasten aufgeteilt und getrennt voneinander betrachtet. Diese werden entsprechend den im Vorfeld festgelegten Einwirkungskombinationen superponiert [37].

Die Einwirkungen aus Bauteileigengewicht, die zu den ständigen Einwirkungen zählen, können anhand der DIN EN 1991-1-1 [15] berechnet werden. Neben den ständigen Einwirkungen der Konstruktion gibt es weitere ständige Einwirkungen, wie z. B. die Vorspannung bei Betonüberbauten sowie Baugrundsetzungen. Die Lasten aus Vorspannung werden anhand der Betonbaunorm DIN EN 1992-2 [21] berechnet.

Baugrundsetzungen werden bei der Bemessung integraler Bauwerke auch den ständigen Lasten zugeordnet, allerdings werden sie immer als ungünstig wirkende Last angesetzt. Im Falle von ungleichmäßigen Setzungen kommt es bei integralen Bauwerken zu Zwangsschnittgrößen, welche bei der Bemessung zusätzlich zu berücksichtigen sind [37].

2.4 Vor- und Nachteile

Der größte Vorteil integraler Bauwerke liegt in der Einsparung von Kosten im Bereich der Bauwerkserhaltung. Integrale Brücken besitzen keine Lager oder Dehnfugen, deren

Instandhaltungen nach einigen Jahren erhebliche Kosten verursachen können. Zwar sind die Herstellkosten für Lager und Fugen vergleichsweise gering, jedoch sind die Wartungs- und Unterhaltungskosten der Fahrbahnübergangskonstruktionen und Lager einer konventionellen Brücke mit 12% an den gesamten Instandhaltungskosten recht hoch. Außerdem können Schäden an den Übergangsbauanteilen zu Schäden an Über- und Unterbau führen, die wiederum weitere Instandsetzungskosten zur Folge haben [37].

Gemäß [2] können folgende Vorteile von integralen Brückenbauwerken aufgeführt werden:

- Verminderung der Herstellkosten
- Verminderung der Instandhaltungskosten
- Vereinfachter und schnellerer Bauablauf durch die Auslassung von Lagern und Dehnfugen mit ihren geringen Toleranzen und ihrer Einbauabfolge
- Höherer Fahrkomfort durch Vermeidung der Fugen
- Dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Taumittelzutritt zu Konstruktionsteilen unterhalb der Fahrbahn
- Die aussteifende Wirkung der Hinterfüllbereiche kann zum Abtrag planmäßiger Horizontallasten z. B. aus Wind und Bremsen herangezogen werden und verringert daher die Momente aus veränderlichen Einwirkungen auf die Gründungen. So können z. B. Pfähle eingespart werden.
- Verringerung der Gefahr von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellung
- Ausgleich abhebender Kräfte aus dem Überbau durch das Eigengewicht der Widerlager
- Kürzere Endfelder erlauben bei 3-feldrigen Überbauten eine größere Mittelöffnung
- Größere Traglastreserven durch Umlagerungsmöglichkeiten für die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Allerdings müssen neben den zahlreichen Vorteilen der integralen Bauweise auch die Nachteile beachtet werden, die diese Bauweise mit sich bringt. Die Zwängungen, die durch das meist hochgradig statisch unbestimmte System zusammen mit z. B. Temperaturbelastungen entstehen, führen innerhalb der Brücke zu Zwangsschnittgrößen. Diese Zwangsschnittgrößen müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden, s. Abschnitt 2.3. Außerdem führt die Rahmentragwirkung in den Eckbereichen (Widerlager- und Stützenköpfe) zu erhöhten Beanspruchungen und schließlich zu größeren Tragwerksquerschnitten bzw. Bewehrungsgraden [37].

3 Normen, Richtlinien und Regelwerke

3.1 RE-ING

Gemäß Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) gliedern sich die Regelwerke für Ingenieurbauten der Bundesfernstraßen in drei Bereiche (vgl. Abbildung 3.1):

- Entwurf
- Baudurchführung
- Erhaltung



Abbildung 3.1: Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen [6]

Die RE-ING (Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten) zählt zum Bereich Entwurf.

Für integrale Brücken ist der *Teil 2: Brücken, Abschnitt 5: Integrale Bauwerke* [10] maßgebend. Mit diesem Abschnitt werden u. a. folgende Bereiche geregelt:

- Geltungsbereich, Begriffsbestimmungen und Besonderheiten
- Interaktion Bauwerk-Baugrund
- Einwirkungen aus Erddruck und Zwängungen
- Ein- und Mehrfeldrige Rahmenbauwerke
- Übergangskonstruktionen

Außerdem wird im Anhang der RE-ING [10] eine Empfehlung für den Lastansatz *Erddruck* auf die Widerlagerwände infolge der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen gegeben. Dort wird Bezug zur Erddruckmobilisierung nach VOGT [66] genommen (vgl. Abschnitt 4.2.2).

3.2 Eurocodes

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, sind bei der Berechnung von integralen Brücken mehrere Regelwerke anzuwenden. Die allgemeinen Lastansätze für Baustoffe sowie für natürliche Einwirkungen (Wind, Schnee, Temperatur) sind dem Eurocode 1 (DIN EN 1991) [15],[16],[17],[18] zu entnehmen. Die innere Bemessung von Stahl-, Beton- oder Verbundbrücken ist in den jeweiligen Eurocodes der Fachbereiche geregelt.

- Betonbrücken: DIN EN 1992-2, Eurocode 2 [21]
- Stahlbrücken: DIN EN 1993-2, Eurocode 3 [22]
- Verbundbrücken: DIN EN 1994-2, Eurocode 4 [23]

Alle Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise im Erd- und Grundbau sind im Eurocode 7 (DIN EN 1997-1) [13] zu finden. Im Anhang C.3 der Norm befinden sich Hinweise zur Erddruckermittlung bzw. die zur Weckung der Erddruckgrenzwerte erforderlichen Verschiebungen. Die DIN 1054 [14] enthält ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1. Dabei bezieht sich diese in jedem Abschnitt auf den korrespondierenden Abschnitt im Eurocode.

3.3 DIN 4085: Baugrund - Berechnung des Erddrucks

Die DIN 4085 [28] enthält in Ergänzung zum Eurocode 7 Regelungen zur Erddruckermittlung auf Bauwerke. Neben der Ermittlung des aktiven und passiven Erddrucks und des Erdruhedrucks werden in den Anhängen auch Erläuterungen zur Mobilisierung der Erddrücke gegeben. Für verschiedene Wandbewegungsarten sind hier die entsprechenden, vereinfachten Erddruckverteilungen gegeben, die als Einwirkung auf Bauwerke angenommen werden dürfen. Im Abschnitt zur Mobilisierung des passiven Erddrucks (Abschnitt D.2 [28]) wird die Ermittlung der mobilisierten Erddruckresultierenden in Anlehnung an BARTL [1] aufgeführt (vgl. Abschnitt 4.2.4).

3.4 Sonstige Regelwerke

Neben den bereits erwähnten Regelwerken und Richtlinien gibt es noch weitere Werke, welche bei der Ausführung integraler Bauwerke beachtet werden sollten, z. B. von der Bundesanstalt für Straßenwesen. Die RiZ-ING (Int) [8] enthält Richtzeichnungen für die Planung und Ausführung von Schlepplatten bei integralen Brücken. In Ergänzung dazu gibt es Richtzeichnungen für die Ausführung von Überbauabschlüssen von Brücken, RiZ-ING (Abs) [9]. Für die Entwässerung von Brückenbauwerken sowie von Hinterfüllungen ist die RiZ-ING (Was) [7] zuständig.

Außerdem gibt es einige Hinweise der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), z. B. das Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke (M HifüBau) [35] mit Hinweisen zur Berechnung zum Erddruck und Ausführung von Dränungen. Auch die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 17) [36] enthält u. a. Vorschriften für die Ausführung von Hinterfüllungen bzw. des Verdichtens.

Außerdem sind Richtlinien der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) für die Ermittlung von Erddrücken hilfreich, z. B. die Empfehlungen des Arbeitskreises *Baugruben* (EAB) [30]. Für die numerische Berechnung von Erdbauwerken geben die Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (EANG) [31] einige Hinweise.

4 Grundlagen zum Erddruck und zu Einwirkungen

4.1 Allgemeines

Bei der Bemessung von Widerlagerwänden stellt der Erddruck die maßgebende Einwirkung dar. Integrale Bauwerke hingegen müssen aufgrund ihres statischen Systems unter Einwirkung weiterer Lasten berechnet werden, vgl. Kapitel 2. Durch Längenänderungen im Überbau einer integralen Brücke können sich verschiedene Bewegungsarten der Widerlagerwände ergeben [37]. Je nach Wandbewegungsart (Parallelverschiebung, Drehung um den Kopfpunkt, Drehung um den Fußpunkt oder eine Kombination aus Vorherigen) und Betrag der Verschiebungsgröße können sich verschiedene Erddrücke auf die Widerlagerwand einstellen. Ein Überblick über die Mobilisierung des Erddrucks ist im folgenden Abschnitt 4.2 gegeben. Die Mobilisierung des Erddrucks wird im weiteren Verlauf mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen verglichen, vgl. Abschnitt 7.

Darüber hinaus sind in Abschnitt 4.3 einige Besonderheiten zur Baugrund-Bauwerk-Interaktion sowie in Abschnitt 4.4 die Lasteinwirkung aus Temperaturdifferenzen im Hinblick auf integrale Brücken beschrieben.

Die vorliegenden Betrachtungen beziehen sich stets auf ein explizites Fallbeispiel einer integralen Brücke, die in Kapitel 10 vorgestellt wird.

4.2 Erddruck

4.2.1 Erddruckmobilisierung allgemein

Bei der Mobilisierung des Erddrucks handelt es sich um einen Prozess, bei dem der Erddruck infolge einer Verschiebung zunimmt. Dabei ist grundsätzlich zwischen dem aktiven und passiven Erddruck zu unterscheiden. Während der passive Erddruck e_p mit zunehmender Verschiebung s stetig zunimmt, ist es bei dem aktiven Erddruck e_a umgekehrt. Er nimmt bei zunehmender Verschiebung s ab.

Gibt es wiederum keine Verschiebung, bzw. gilt $s = 0$, so herrscht der Erdruhedruck. Der Erdruhedruck ist betragsmäßig größer als der aktive, jedoch kleiner als der passive Erddruck. In Abbildung 4.1 wird die Abhängigkeit der Erddruckkraft von der Wandverschiebung s veranschaulicht [45].

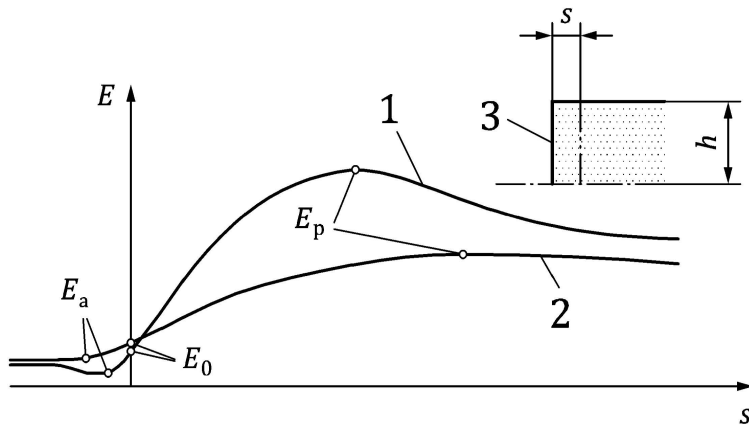


Abbildung 4.1: Größe der Erddruckkraft E in Abhängigkeit von der Wandverschiebung s bei paralleler Wandbewegung [28]

- 1: dichte Lagerung
- 2: lockere Lagerung
- 3: Wand mit der Höhe h

Da mit zunehmender Verschiebung s auch das Spannungsniveau σ_x ansteigt, wächst auch der Erddruckbeiwert K_h bei gleichbleibender Wichte γ und betrachteter Tiefe z nach Gleichung 4.1 an.

$$K_h = \frac{\sigma_x}{\gamma \cdot z} \quad (4.1)$$

Entsprechend gilt folgende Abhängigkeit der Erddruckbeiwerte

$$K_{ah} \leq K_{0h} \leq K_{ph,mob} \leq K_{ph} \quad (4.2)$$

Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, gibt es drei grundsätzliche Wandbewegungsarten, die bei Widerlagerwänden von integralen Brücken auftreten können. Da die horizontalen Verschiebungen des Überbaus auf die Widerlagerwand am Kopf übertragen werden, ist eine Drehung um den Kopfpunkt als Bewegungsart auszuschließen. Die numerischen Berechnungen in Kapitel 7.2.4 können die Bewegungsart der Parallelverschiebung ebenfalls für die untersuchte Brücke ausschließen. Die Drehung um den Fußpunkt wird als maßgebende und zu erwartende Wandbewegungsart validiert, weshalb ausschließlich diese bei den analytischen Erddruckmobilisierungen in den nächsten Abschnitten betrachtet wird. Die zugrunde gelegte maximale Kopfauslenkung der Wand beträgt $s = 0,01$ m

(vgl. Abschnitt 7.2.2). Es werden folgende Parameter eines dichten Sandes (in Anlehnung an [41]) bei der Berechnung der Erddruckverläufe zugrunde gelegt, die ebenfalls bei den FE-Berechnungen verwendet werden:

- Wichte $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$
- Reibungswinkel $\varphi = 41,8^\circ$
- bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,8$
- trockene Bodenverhältnisse

4.2.2 Erddruckmobilisierung nach VOGT

Anhand von großmaßstäblichen Modellversuchen schlägt VOGT [66] folgende Mobilisierungsfunktion für den passiven Erddruckbeiwert vor:

$$K_{\text{ph,mob}} = K_0 + (K_{\text{ph}} - K_0) \cdot \frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \quad (4.3)$$

Dabei bezeichnet ein positiver Wert für v eine passive Wandverschiebung. Der Faktor z bezeichnet die betrachtete Tiefe und a ist ein Modellfaktor, s. u..

Für $z = 0$ ist der Erddruckbeiwert $K_{\text{ph,mob}}$ nach Gleichung 4.3 nicht bestimmbar. Im Falle einer Verschiebung von $v = 0$ lässt sich der Erddruckbeiwert als Erdruhedruckbeiwert gemäß [48] nach Gleichung 4.4 bestimmen.

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (4.4)$$

Für ausreichend große Werte für v liefert Gleichung 4.3 den passiven Erddruckbeiwert K_{ph} , der gemäß CAQUOT/KÉRISEL (vgl. [45]) für eine gekrümmte Gleitfläche bestimmt wird. Der Erddruckneigungswinkel wird durch

$$\delta_p = -\frac{2}{3} \cdot \varphi \quad (4.5)$$

begrenzt (Raue Wand aus Beton) [30].

Für $\frac{v}{z} = a$ erhält man beim Einsetzen in Gl. 4.3 einen Mobilisierungsgrad von 50 %. Der Faktor a in Gleichung 4.3 beschreibt nach [66] die Steifigkeit des Materials. Folgende Werte für a wurden anhand von Modellversuchen ermittelt:

- $a = 0,03$ für Versuche mit der großen Modellwand nach VOGT [66]
- $a = 0,04$ für Versuche mit Kohlestäbchen (vgl. [66])

- $a = 0,11$ für locker gelagerten Sand nach LAUMANS (vgl. [54])

Die RE-ING [10] schreibt für die Ermittlung des mobilisierten Erddruckbeiwerts einen Wert von $a = 0,02$ für eine Hinterfüllung nach RiZ WAS 7 [7] vor.

Für den aktiven Fall schlägt VOGT eine leicht abgewandelte Form der Gleichung 4.3 vor [66]. Der mobilisierte aktive Erddruckbeiwert lässt sich wie folgt bestimmen:

$$K_{ah,mob} = K_0 - (K_0 - K_{ah}) \cdot \frac{\frac{v}{z}}{b + \frac{v}{z}} \quad (4.6)$$

Der Faktor b wird mit $b = \frac{a}{10}$ angegeben und der aktive Erddruckbeiwert K_{ah} wird unter der Voraussetzung einer ebenen Gleitfläche und einer Begrenzung der Erddruckneigung auf

$$\delta_a = \frac{2}{3} \cdot \varphi \quad (4.7)$$

bestimmt. In Abbildung 4.2 ist die Auswertung der Mobilisierungsfunktion nach VOGT mit der typischen Parabelform im passiven Fall dargestellt. Zusätzlich ist die Mobilisierungsfunktion für den aktiven Fall dargestellt. Der Verlauf von $e_{a,mob}$ liegt etwas unterhalb des Verlaufs vom Erdruhedruck, jedoch deutlich über dem Verlauf des aktiven Erddrucks. Der mobilisierte passive Erddruck $e_{p,mob}$ hat oberflächennah eine ähnliche Steigung wie der passive Erddruckverlauf, erreicht diesen aber nicht.

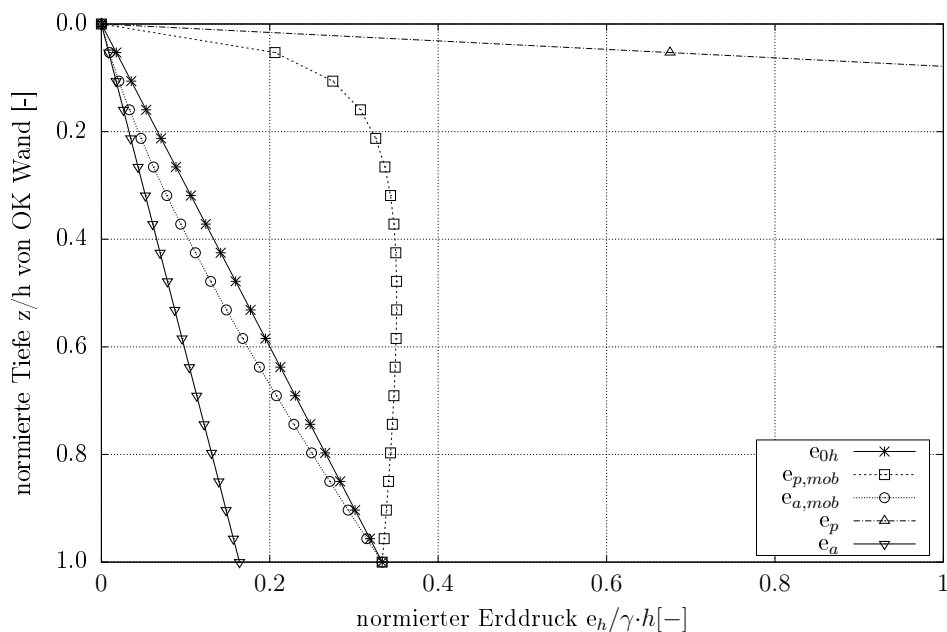


Abbildung 4.2: Normierte Erddruckverläufe (aktiv, passiv und Ruhedruck sowie aktiv und passiv mobilisiert nach VOGT für eine Drehung um den Fußpunkt)

4.2.3 Erddruckmobilisierung nach BESLER

Ein weiterer Bettungs- bzw. Mobilisierungsansatz ist von BESLER [3] veröffentlicht worden. Dieser Ansatz weist den Vorteil auf, dass einerseits die Art der Wandbewegung berücksichtigt wird, aber auch eine mögliche Vorbelastung der Wand durch z. B. Aushub erfasst werden kann. Der Erdwiderstandsbeiwert nach BESLER ergibt sich zu

$$K'_{\text{ph}}(\xi) = A + \frac{B}{C + \xi} \quad (4.8)$$

mit

$$\xi = \frac{s}{s_B} \quad (4.9)$$

Dabei sind

- $s \hat{=}$ Größe der Wandverschiebung
- $s_B \hat{=}$ Größe der Wandverschiebung im Bruchzustand

Die Faktoren A, B und C sind abhängig von den Verschiebungsgrößen im Bruch- und Grenzzustand und den Erddruckbeiwerten K_0 und K_{ph} .

$$C = -\frac{K_{\text{ph}} \cdot \xi_G}{2 \cdot (K_{\text{ph}} - K_0) \cdot \xi_G + 2 \cdot K_0 - K_{\text{ph}}} \quad (4.10)$$

$$A = K_{\text{ph}} + C \cdot (K_{\text{ph}} - K_0) \quad (4.11)$$

$$B = -(C + C^2) \cdot (K_{\text{ph}} - K_0) \quad (4.12)$$

mit

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B} \quad (4.13)$$

ξ_G ist die auf die Bruchverschiebung bezogene Verschiebung bei halbem Grenzwiderstand. Die Verschiebungsgrößen im Bruch- (s_B) und Gebrauchszustand (s_G) berechnen sich nach folgenden Gleichungen:

$$s_B = f_D \cdot f_\delta \cdot f_s \cdot f_B \cdot H \quad (4.14)$$

$$s_G = f_D \cdot f_\delta \cdot f_s \cdot f_B \cdot H \quad (4.15)$$

Dabei sind:

- $f_D \hat{=}$ Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte
- $f_\delta \hat{=}$ Faktor zur Berücksichtigung einer negativen Wandreibung
- $f_s \hat{=}$ Faktor zur Berücksichtigung eines Sättigungsgrades $S_r \neq 0$
- $f_B \hat{=}$ Relative Wandverschiebung im Grundfall

- $H \hat{=} \text{Wandhöhe}$

Die o. g. Faktoren der Gleichungen 4.14 und 4.15 können dem Anhang A entnommen werden.

Die Beziehung zwischen mobilisiertem Erdwiderstand und Verschiebungsgröße s kann als vereinfachte Mobilisierungskurve (vgl. Abbildung 4.3) dargestellt werden.

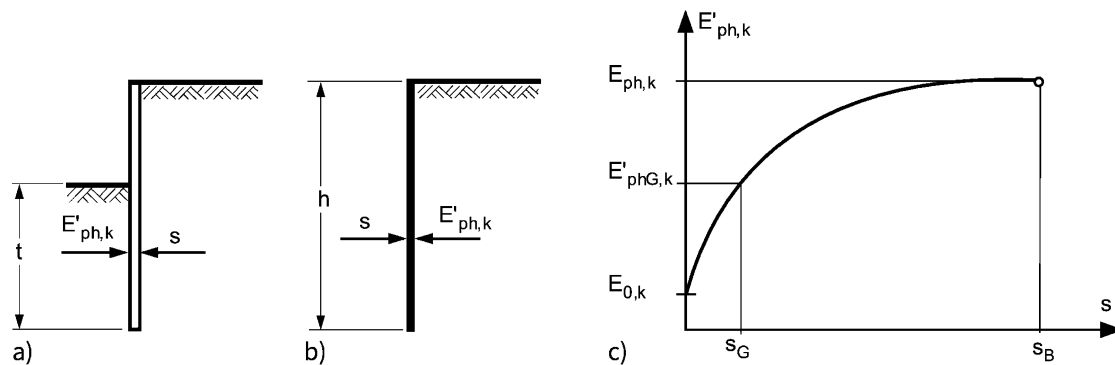


Abbildung 4.3: Mobilisierung des Erdwiderstands E'_{ph} beim Verschieben des Bodenaufglagers einer Baugrubenwand: a) Situation, b) idealisierte Modellvorstellung mit Wand der Höhe h , c) Mobilisierungskurve nach [44]

In Abbildung 4.4 ist die Auswertung der passiven Mobilisierungsfunktion nach BESLER gezeigt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich der Verlauf von $e_{p,mob}$ leicht vom Erdruhe- druck unterscheidet. Jedoch hat der Verlauf im Vergleich zur Mobilisierung nach VOGT eine andere Form. Übereinstimmend sind die Werte des Erddrucks am Wandfuß und -kopf untereinander sowie mit dem Erdruhe druck.

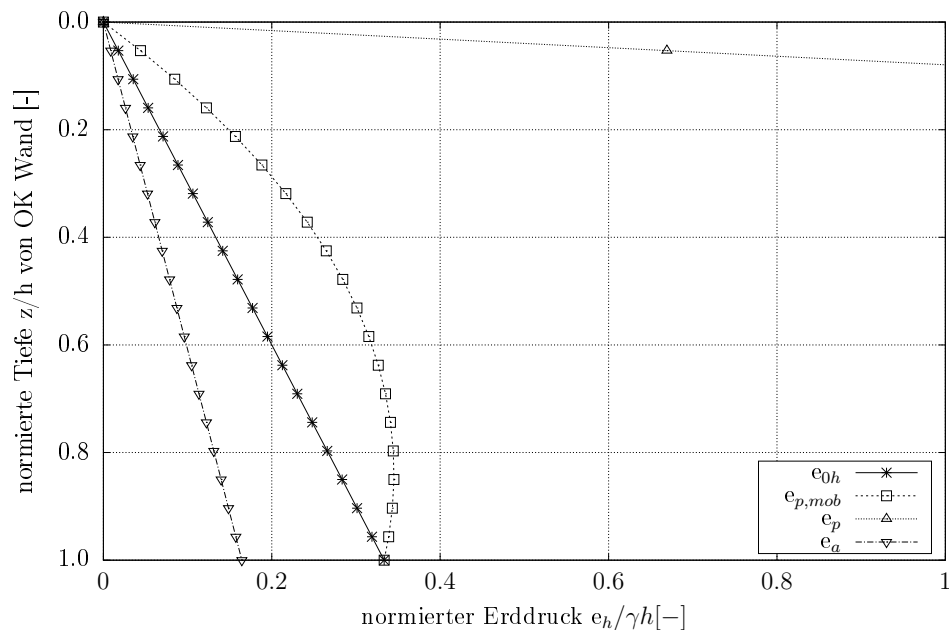


Abbildung 4.4: Normierte Erddruckverläufe, Mobilisierungsfunktion nach BESLER für eine Drehung um den Fußpunkt

4.2.4 Erddruckmobilisierung nach BARTL

BARTL hat im Rahmen seiner Dissertation [1] einen Vorschlag zur Ermittlung des mobilisierten passiven Erddrucks bzw. Erdwiderstands erarbeitet. Für die resultierende Kraft E'_{ph} schlägt er folgende Gleichung vor

$$E'_{ph} = E_{0h} + (E_{ph} - E_{0h}) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c \quad (4.16)$$

mit

$s \hat{=}$ tatsächliche Wandverschiebung

$s_p \hat{=}$ Verschiebung zur Mobilisierung von E_p

$b, c \hat{=}$ Exponenten der Mobilisierungsfunktion nach Tabelle 4.1

Grundlage für die Parameter b und c sind Versuche für verschiedene Wandbewegungsarten (Parallelverschiebung, Drehung um den Kopf- und Fußpunkt), vgl. Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1: Exponenten für den Mobilisierungsansatz nach BARTL [1]

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

Für die Verschiebung zur Mobilisierung von E_p darf gemäß DIN 4085:2017-08, Tabelle D.1 [28] die Grenzverschiebung mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\frac{s_p}{h} = -0,08 \cdot D + 0,12 \quad (4.17)$$

mit

$$D \hat{=} \text{Lagerungsdichte, } D > 0,3$$

Da bei einer Drehung um den Fußpunkt einer Wand ein kleinerer Erdwiderstand aktiviert wird als bei einer Parallelverschiebung, empfiehlt die DIN 4085 [28] eine Abminderung des Erdrwiderstands. Auch BARTL weist darauf hin, dass der Erdrwiderstand bei einer Fußpunktdrehung geringer ist und empfiehlt eine Abminderung von 62 - 64%. Laut DIN 4085 empfiehlt sich ein mobilisierter Erdrwiderstand in folgender Größenordnung:

$$\frac{1}{2} \cdot E_{pgh}^b \leq E_{pgh}^a \leq \frac{2}{3} E_{pgh}^b \quad (4.18)$$

Dabei sind

$$E_{pgh}^a \hat{=} \text{Erdrwiderstand bei Drehung der Wand um den Fußpunkt}$$

$$E_{pgh}^b \hat{=} \text{Erdrwiderstand bei Parallelbewegung der Wand}$$

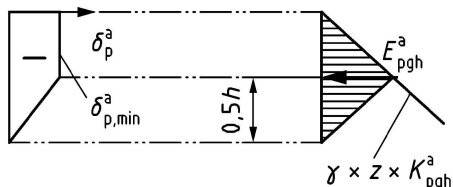


Abbildung 4.5: Vereinfachte Verteilung des passiven Erddrucks und Näherung für die Größe der Erddruckkraft gemäß DIN 4085 [28] für eine Drehung um den Fußpunkt

Die DIN 4085 [28] gibt im Anhang D noch weiterführende Informationen zur Berechnung der Mobilisierung des passiven Erddrucks. Da BARTL seinen Mobilisierungsvorschlag aus-

schließlich auf die Erddruckresultierende bezieht, darf diese in eine vereinfachte lokale Verteilung nach Abbildung 4.5 für eine Drehung um den Fußpunkt umgewandelt werden. In Abbildung 4.6 ist die vereinfachte Erddruckverteilung gemäß DIN 4085 unter Verwendung der Mobilisierungsfunktion nach BARTL dargestellt. Der Verlauf unterscheidet sich deutlich von den Verläufen in Abbildung 4.2 und 4.4. Am Wandfuß erreicht die Verteilung nicht denselben Wert wie beim Erdrudruck, sondern läuft auf den Wert null zurück.

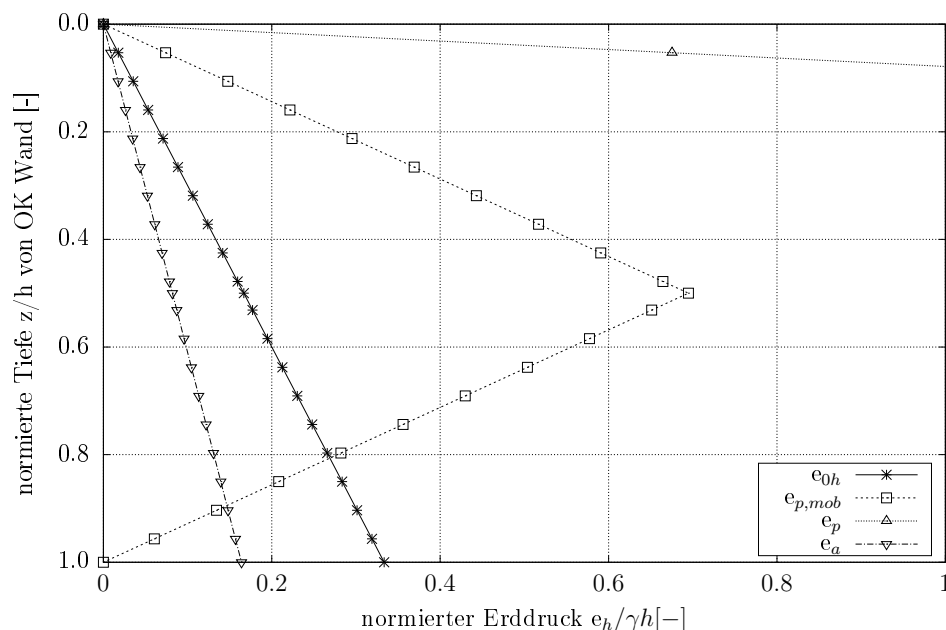


Abbildung 4.6: Normierte Erddruckverläufe, Mobilisierungsfunktion nach BARTL für eine Drehung um den Fußpunkt

4.2.5 Vergleich der passiven Erddruckmobilisierungsansätze bei Drehung um den Fußpunkt

Vergleicht man die Erddruckverläufe der drei bisher betrachteten Mobilisierungsansätze, bilden zwei von ihnen einen parabelförmigen Verlauf und einer einen vereinfachten dreiecksförmigen Verlauf (vgl. Abbildung 4.7). Übereinstimmungen gibt es am Wandkopf bei allen Ansätzen und nur zwei von ihnen liefern übereinstimmende Werte für den Wandfuß. Der Erddruckverlauf basierend auf VOGT erreicht bereits kurz unterhalb des Wandkopfes sein Maximum und nimmt danach stetig ab. Die beiden Verläufe auf Grundlage von BESLER und BARTL in Verbindung mit DIN 4085 erreichen ihr Maximum in etwa bei der Hälfte der Wandhöhe bzw. etwas darunter.

Zusätzlich können nicht nur die Erddruckverläufe verglichen werden, sondern auch die Erddruckresultierenden, da der Vorschlag von BARTL ohnehin nur die Erddruckresultierende als Ergebnis liefert.

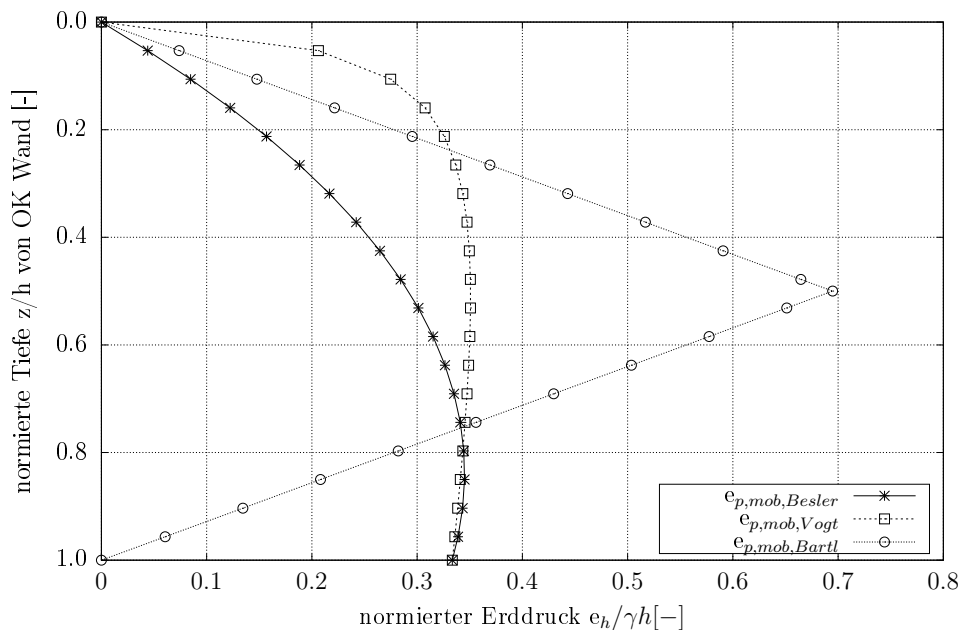


Abbildung 4.7: Normierte Erddruckverläufe, Vergleich der Mobilisierungsfunktionen für eine Drehung um den Fußpunkt

In Tabelle 4.2 sind die normierten Erddruckresultierenden (als Integral der Erddruckverläufe) der drei Mobilisierungsansätze aufgeführt. Wie Abbildung 4.7 vermuten lässt, ist die normierte Erddruckresultierende nach BESLER gering. Da der Erddruckverlauf nach VOGT eine deutlichere Parabel darstellt, ist auch die Erddruckresultierende entsprechend größer. Die Resultierende nach BARTL ist am größten, allerdings ist auch das Maximum des Erddruckverlaufs im Vergleich zu den anderen beiden wesentlich höher und nur als Näherung zu betrachten.

Tabelle 4.2: Vergleich der normierten Erddruckresultierenden der Mobilisierungsansätze nach VOGT, BESLER und BARTL

Mobilisierungsfunktion	normierte Erddruckresultierende
VOGT	3,025 [-]
BESLER	2,137 [-]
BARTL	3,269 [-]

4.2.6 Verdichtungserddruck

Wird eine großflächige Hinterfüllung ohne Verdichtung lagenweise eingebaut, so stellt sich der Erdruchdruckzustand nach Gleichung 4.19 für eine unnachgiebige Wand ein. Erst bei einer Überfahrt mit einem Verdichtungsgerät erhöht sich die Horizontalspannung über den Erdruchdruck hinaus (vgl. Abbildung 4.8) [45].

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot K_0 \quad (4.19)$$

Für eine unnachgiebige Wand erhöht sich der Erddruck auf die von den Punkten A-B-E eingeschlossene Fläche. Dabei kann die Tiefe z_p , bis zu der ein Anstieg des Erddrucks verzeichnet wird, wie folgt bestimmt werden (Gleichung 4.20):

$$z_p = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot K_{ph} (\delta_p = 0)} \quad (4.20)$$

Die Tiefe z_E kann mit Gleichung 4.21 bestimmt werden:

$$z_E = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot K_0} \quad (4.21)$$

Unter den Annahmen einer intensiven Verdichtung, einer Arbeitsraumbreite der Verdichtung von $B \geq 2,50$ m sowie einer unnachgiebigen Wand wird $e_{vh} = 25$ kN/m² gemäß [28] angenommen.

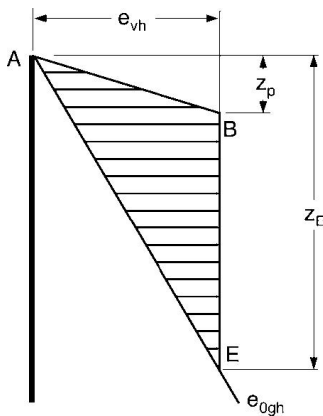


Abbildung 4.8: Ansatz des Verdichtungserddrucks bei unnachgiebiger Wand nach [45]

4.3 Baugrund-Bauwerk-Interaktion

Integrale Bauwerke stellen sehr komplexe Tragwerke dar, daher muss das Brückenbauwerk immer als Ganzes betrachtet werden. Bereits im Entwurfsstadium muss der Überbau zu-

sammen mit den Widerlagern und den angrenzenden Hinterfüllungen modelliert werden. Gemäß RE-ING [10] gehören integrale Brücken der geotechnischen Kategorie 2 [24] an und zählen damit zu den Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Bezug zur Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk. Sind nähere Informationen zu den Bodenkenngrößen und zum Langzeitverhalten des Bodens vorhanden, können integrale Brücken auch in die Kategorie 3 oder höher eingestuft werden. Im Gegensatz zu konventionellen Brücken ist das Tragwerk integraler Brücken vollständig in den Baugrund eingebettet. Angesichts der mehrfach statischen Unbestimmtheit ist die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk besonders zu berücksichtigen. Die Systemeigenschaften integraler Brücken werden maßgeblich aus dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Überbau, Unterbau und Gründung beeinflusst. Bei konventionellen Brücken ist dieses Verhältnis hoch, wodurch sich Verformungen im Überbau relativ ungehindert einstellen können, ohne dass Zwangsbeanspruchungen hervorgerufen werden. Wird das Verhältnis kleiner, so stellen sich innerhalb des Bauwerks Zwangsbeanspruchungen ein [37].

Für die Beschreibung der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk ist die Ausbildung der Widerlager von großer Bedeutung. Es werden daher folgende Typen von Widerlagern unterschieden, (vgl. [37]):

- Steifes Widerlager:
Für Felsböden oder durchschnittlich anstehende Böden geeignet, schlanker Überbau gekennzeichnet durch zahlreiche kurze Tragwerksfelder.
- Flexibles Widerlager:
Nachgiebige Konstruktion im Unterbau sowie nachgiebiges Material als Hinterfüllung oder unterhalb der Gründung zur Reduktion der Verschiebungen auf den Erdkörper.
Diese Konstruktion hat allerdings Nachteile für die Ausbildung des Übergangsbereichs zwischen Brücke und Straße. Durch die nachgiebigen Konstruktionen könnte sich ein weiches Widerlager einstellen, bei dem die Längenänderungen nur zu geringen Zwangsbeanspruchungen führen.
- Konventionelles Widerlager:
Dieses Widerlager ist zwischen dem steifen und dem flexiblen Widerlager anzuordnen, bei dem ähnliche Längenänderungen auftreten können wie bei konventionell gelagerten Brücken.

Ein weiterer Aspekt bei der Baugrund-Bauwerk Interaktion ist die Symmetrie des Bauwerks und der daraus resultierende Verschiebungsruehpunkt. Liegt eine symmetrische Brücke vor, befindet sich der Verschiebungsruehpunkt genau in der Mitte des Bauwerks und beide Widerlager erfahren identische Beanspruchungen. Bei unsymmetrischen Bau-

werken ist der Verschiebungsruehpunkt in Abhängigkeit der Steifigkeiten des Bauwerks rechnerisch zu ermitteln. In der Folge kommt es zu unterschiedlichen Beanspruchungen in den Widerlagern bzw. in den Hinterfüllungen [37].

Weiterhin sind die Bodenkennwerte wichtige Steuerelemente der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk. Je nach Hinterfüllmaterial, welches durch die bekannten Bodenparameter beschrieben wird, kann die Zusammenwirkung einen Einfluss auf die Schnittgrößenausbildung im Bauwerk haben. Auch dynamische Bodenparameter können zur Berechnung von dynamischen Lasten (z. B. Anfahren und Bremsen von Fahrzeugen) herangezogen werden [37].

Kommen bei relativ kurzen Brücken meist Flachgründungen (bei ausreichender Baugrundtragfähigkeit) zum Einsatz, werden bei längeren Brücken zumeist Tiefgründungen in Form von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen verwendet. Wenn nun eine Längenänderung des Überbaus in beiden Varianten betrachtet wird, gibt es auch Differenzen bei der Interaktion zwischen Gründung und Gründungssohle. Die Brückenpfeiler erfahren durch die Längenänderung des Überbaus am Kopf eine Horizontalverschiebung, welche sich in der Gründungssohle durch eine Verdrehung äußert. Eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung hat durch die hohe Einbindetiefe in den Baugrund sowohl eine wesentlich höhere Verdrehsteifigkeit als auch eine bessere horizontale Bettung durch die Pfähle. Ebenso sind auch hier dynamische Bodenparameter zur Beurteilung von dynamischen Lasten heranzuziehen [37],[40].

Um eine möglichst genaue Abbildung des Baugrunds und Bauwerks erstellen zu können, ist es ratsam, alle in diesem Kapitel genannten Aspekte in das FEM-Modell einfließen zu lassen.

4.4 Temperatureinwirkungen

Ein besonderes Augenmerk sollte bei integralen bzw. semi-integralen Bauwerken auf die Temperatureinwirkungen gelegt werden. Da sich die Bauteile nicht beliebig ausdehnen und verkürzen können, führen diese Längenänderungen immer zu Spannungen bzw. Zwangsschnittgrößen [37].

Das Temperaturprofil im Querschnitt wird im Wesentlichen durch die Umwelteinflüsse Umgebungstemperatur, Wind sowie Sonneneinstrahlung beeinflusst [55]. Dabei kann z. B. die Sonneneinstrahlung eine völlig andere Temperaturverteilung im Querschnitt hervorrufen als Wind.

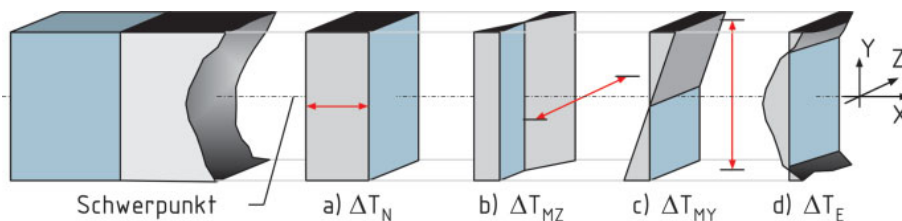


Abbildung 4.9: Anteile des Temperaturprofils im Bauteil nach [55]

Die diversen Anteile des Temperaturprofils werden in Abbildung 4.9 dargestellt und bedeuten:

- a) konstanter Temperaturanteil ΔT_N
- b) linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-z-Ebene ΔT_{MZ}
- c) linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-y-Ebene ΔT_{MY}
- d) nichtlineare Temperaturverteilung ΔT_E

Jeder Anteil des Temperaturprofils kann einzeln berechnet werden. Das resultierende Temperaturprofil des Bauteils ergibt sich durch Superposition der einzelnen Anteile. Die Berechnung ist in der DIN EN 1991-1-5 [18] sowie dem nationalen Anhang für Deutschland der DIN EN 1991-1-5 [19] geregelt. Durch die Längenänderungen des Bauwerks werden insbesondere bei Brückenbauwerken in den Widerlagerhinterfüllungen verschiedene Erddrücke hervorgerufen, vgl. Abschnitt 4.2.1.

4.5 Sonstige Lasten

Es gibt weitere Lasten, die Längenänderungen des Bauwerks hervorrufen können, die wiederum die Erddrücke in den Hinterfüllungen integraler Brücken beeinflussen.

Zum Beispiel gehört das Phänomen des Kriechens von Beton zu diesen Lasten. Als Kriechen wird die zeitabhängige Verkürzung des Betons unter Druckbelastung bezeichnet. Infolge des Kriechens entstehen Verformungen und Spannungsumlagerungen im Bauwerk, welche sich auch über den Erddruck auf die Widerlagerwand auswirken. Zwar kann mit bestimmten Methoden versucht werden, dem Kriechen entgegen zu wirken, diese können das Kriechen an sich aber nicht verhindern (vgl. [37]).

5 Stoffmodelle und Materialverhalten

5.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden insgesamt vier unterschiedliche Stoffmodelle vorgestellt und auf ihr mechanisches Verhalten untersucht. Die DFG-Forschergruppe Geotech (FOR 1136) hat unter Leitung von Prof. Triantafyllidis neue wesentliche Erkenntnisse zum nieder- und hochzyklischen Stoffverhalten von Böden gewonnen, die in die Weiterentwicklung verschiedener Stoffmodelle eingeflossen sind. Diese neuen Erkenntnisse sollen nun anhand eines Praxisbeispiels (vgl. Kapitel 10) angewendet werden, um ggfs. bessere Vorhersagen über Erddruck und Setzungsverhalten treffen zu können.

5.2 Stoffmodelle

5.2.1 Grundsätze

Zur Abbildung der Eigenschaften eines Materials werden in der numerischen Mechanik sogenannte Stoff- oder auch Materialmodelle verwendet. Sie beschreiben den Zusammenhang zwischen den Spannungen und den Dehnungen eines Materials.

Die Wahl des Stoffmodells spielt bei der realitätsnahen Abbildung dieser Zusammenhänge in einer numerischen Berechnung eine wesentliche Rolle. Insbesondere bei Modellierungen des Baugrunds sind die Anforderungen an das Stoffmodell hoch, da sich der Boden nicht-linear und anelastisch verhält [37].

Die Notation ist in den folgenden Kapiteln an den Originalversionen der Literatur orientiert, um Verwechslungen mit anderen Variablen in dieser Arbeit auszuschließen.

5.2.2 Hardening Soil (HS)

Das Hardening-Soil Modell wurde von SCHANZ [63] in den 1990er Jahren entwickelt und publiziert. Seit 1994 ist dieses Stoffmodell auch in der FE-Software PLAXIS implementiert und wurde seitdem weltweit erfolgreich bei unterschiedlichsten Problemstellungen

eingesetzt. Das Hardening-Soil Modell erfasst das mechanische Verhalten von festen bzw. verfestigten Böden wie Sand, Kies, Schluff und überkonsolidierten Ton. Für die Aufstellung der Stoffgleichungen werden im Rahmen der Plastizität folgende Annahmen getroffen [63]:

- Die Dehnungsraten lassen sich in einen elastischen und plastischen Anteil zerlegen, vgl. Gl. 5.1.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (5.1)$$

- Das Materialverhalten ist isotrop. Infolgedessen bleiben die Effekte der Anisotropie unberücksichtigt, vgl. [63]
- Zugrunde gelegt wird ein homogenes Volumenelement, das einem gleichförmigen Dehnungszustand ausgesetzt ist. Entfestigungsvorgänge im Material sind daher nicht möglich.
- Für eine deviatorische Belastung unter triaxialer Randbedingung gilt die folgende hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma}{a + b \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma\right)} \quad (5.2)$$

unter Verwendung des Dehnungsmaßes: $\gamma := \epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3 = 2\epsilon_1 - \epsilon_v$

- Der Einfluss der Dichteänderung auf die Materialeigenschaften bleibt zunächst ohne Betrachtung.

Für die Herleitung der allgemeinen Spannungs-Dehnungsbeziehung wird die Zerlegung der Dehnungsrate in einen elastischen und einen plastischen Anteil gemäß Gl. 5.1 benötigt [63]. Unter Verwendung des linear-elastischen, isotropen HOOKE'schen Gesetzes ergibt sich der elastische Anteil zu

$$\dot{\sigma} = \overset{4}{\mathbf{D}} \dot{\epsilon}^e. \quad (5.3)$$

Dabei bezeichnet $\overset{4}{\mathbf{D}}$ den Materialtensor vierter Stufe nach Gl. 5.4

$$\overset{4}{\mathbf{D}} = \frac{E_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \left[\overset{4}{1} + \frac{\nu_{ur}}{1 - 2\nu_{ur}} \overset{4}{1} \otimes \overset{4}{1} \right]. \quad (5.4)$$

Die plastische Dehnungsrate in Gl. 5.1 ergibt sich unter Verwendung der Fließregel und unter Beachtung der KUHN-TUCKER Gleichungen [53] zu

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\Lambda} \frac{\delta g}{\delta \boldsymbol{\sigma}}, \quad \dot{\Lambda} \geq 0; \quad f \leq 0, \quad \dot{\Lambda} f = 0. \quad (5.5)$$

Λ bezeichnet hier einen positiven plastischen Multiplikator und g das plastische Potential. Das plastische Potential ist eine Funktion der Spannungen $\boldsymbol{\sigma}$ und zusätzlicher interner Parameter Γ_i : $g = g(\boldsymbol{\sigma}, \Gamma_i)$. Die internen Parameter Γ_i erfassen die plastische Geschichte des Materials $\Gamma_i = \Gamma_i(\dot{\varepsilon}^p)$.

Somit lässt sich Gl. 5.1 in Gl. 5.6 umschreiben:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D} \dot{\varepsilon} - \dot{\Lambda} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}. \quad (5.6)$$

Auch die Fließfunktion f ist eine Funktion der Spannungen: $f = f(\boldsymbol{\sigma}, \Psi_i)$. Analog zu Γ_i beinhaltet auch Ψ_i mehrere zusätzliche Parameter, die Funktionen der plastischen Dehnungen sind $\Psi_i = \Psi_i(\varepsilon^p)$. Da angenommen wird, dass nur ein plastischer Parameter Ψ auftritt, wird im Folgenden ausschließlich Ψ verwendet.

Liegt der aktuelle Spannungszustand auf der Fließfläche, d. h. wenn gilt: $f = 0$ und $\dot{f} = 0$, treten plastische Dehnungen auf. Es findet keine (elastische) Entlastung statt. Die sog. Konsistenzbedingung, vgl. Gl. 5.7, gilt beim Vorliegen einer plastischen Beanspruchung.

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial \Psi} \dot{\Psi} = 0 \quad \text{mit der Belastungsbedingung} \quad \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} \geq 0 \quad (5.7)$$

Werden die Gln. 5.6 und 5.7 miteinander kombiniert, ergibt sich die Rate des plastischen Multiplikators zu

$$\dot{\Lambda} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \left(\mathbf{D} \dot{\varepsilon} \right)}{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \left(\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + h}, \quad (5.8)$$

mit

$$\frac{1}{h} = - \frac{\partial f}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} \cdot \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}. \quad (5.9)$$

Dabei wird h oft als Verfestigungsmodul bezeichnet.

Durch Einsetzen von Gl. 5.8 in Gl. 5.6 ergibt sich die allgemeine Spannungs-Dehnungsbeziehung

des Hardening-Soil Modells:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \left[\begin{array}{c} \mathbf{D} - \frac{\mathbf{D}^T \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \otimes \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}}{\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \cdot \left(\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + h} \end{array} \right] \dot{\boldsymbol{\epsilon}}. \quad (5.10)$$

Der Klammerausdruck in Gl. 5.10 wird oft auch als elasto-plastische Kontinuumstangente bezeichnet.

Wird die allgemeine Spannungs-Dehnungsbeziehung im dreidimensionalen Spannungsraum dargestellt, ergibt sich diese entsprechend der Abbildung 5.1. Die Flächen setzen sich jeweils aus sechs Einzelflächen zusammen.

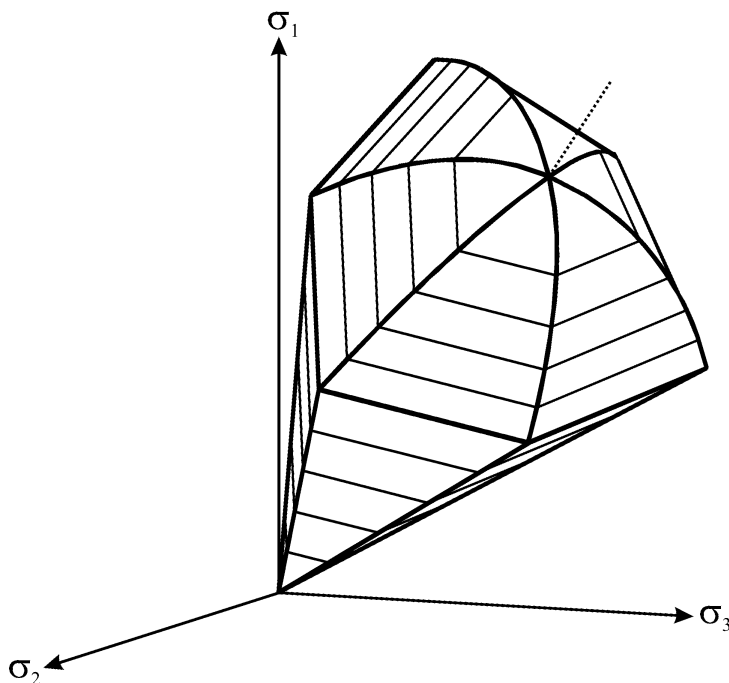


Abbildung 5.1: Fließflächen des erweiterten HS-Modells im Hauptspannungsraum [63]

Steifigkeiten im Hardening-Soil Modell

Abbildung 5.2 zeigt exemplarisch eine Ent- und Wiederbelastungskurve des HS-Modells infolge deviatorischer Beanspruchung. Das Verhältnis von Dehnung und Spannung in der Erstbelastung ist nichtlinear. Außerdem gilt auch für den Ent- und Wiederbelastungspfad, dass die elastische Steifigkeit nicht konstant ist ($\dot{\sigma}_3 \neq 0$).

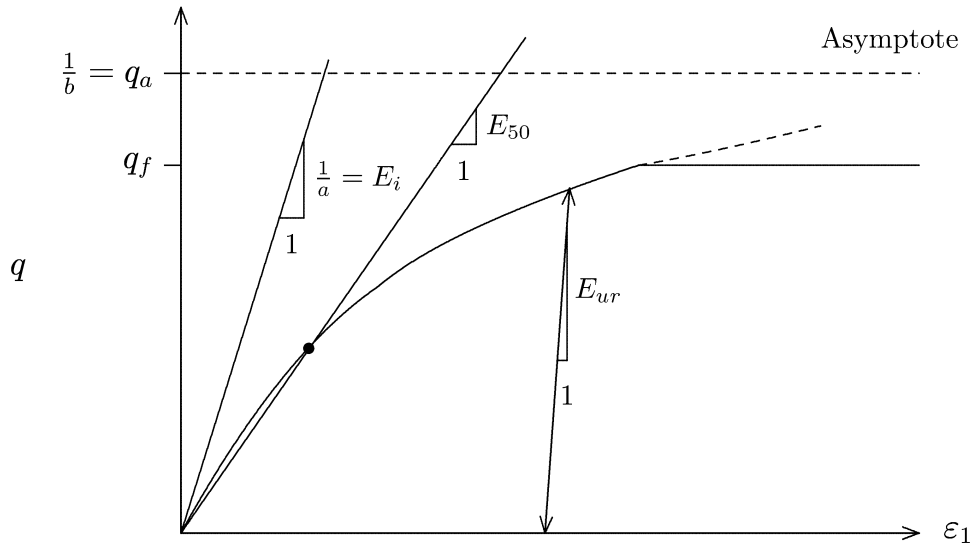


Abbildung 5.2: Verhalten unter triaxialer deviatorischer Belastung [63]

In Abbildung 5.2 sind zusätzlich die unterschiedlichen Moduln für die initiale Steifigkeit als Tangentenmodul (E_i), der Sekantenmodul für die Erstbelastung (E_{50}) und der elastische Ent- und Wiederbelastungsmodul (E_{ur}) dargestellt.

Die spannungsabhängige Steifigkeit (E_{50}) wird nach Gl. 5.11 für die Erstbelastung berechnet. Diese Steifigkeit wird als Sekantenmodul aus einer triaxialen Spannungs-Dehnungskurve bestimmt. Grundlage dafür ist eine Mobilisierung von 50 % der maximalen Scherfestigkeit q_f des Bodens.

Die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit wird im Hardening-Soil Modell rein elastisch abgebildet. Mithilfe des HOOKE'schen Gesetzes werden die elastischen Bestandteile der Dehnung (ε^e) und unter Verwendung einer konstanten Querdehnungszahl (ν_{ur}) sowie den spannungsabhängigen Steifigkeiten (E_{ur}) bzw. (G_{ur}) nach den Gln. 5.12 und 5.13 bestimmt.

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{\text{ref}} + c \cot \varphi_p} \right)^m \quad (5.11)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{\text{ref}} + c \cot \varphi_p} \right)^m \quad (5.12)$$

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur} \quad , \quad \sigma^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa} \quad (5.13)$$

Für bestimmte Anwendungen, wie z. B. die Effekte der zyklischen Verdichtung und zyklischen Verflüssigung eines Bodens ist die Verwendung des Hardening-Soil Modells nicht

verwendbar, vgl. [63].

5.2.3 Hypoplastizität

Seit mehreren Jahrzehnten finden die hypoplastischen Gleichungen Verwendung bei der Abbildung des Verhaltens von Böden. Ein hypoplastisches Stoffmodell ist eine tensorielle Gleichung zur Beschreibung der Spannungsänderung infolge Kornumlagerung [34],[46].

Die Hypoplastizität zeichnet sich dadurch aus, dass beim plastischen Fließen keine Linearität verlangt wird [58]. Des Weiteren beinhalten diese Stoffmodelle auch die Abhängigkeit der Bodeneigenschaften vom Druck und von der Lagerungsdichte. Die Druckabhängigkeit wird als Barotropie und die Abhängigkeit der Lagerungsdichte wird als Pyknotropie bezeichnet [46].

Für die Hypoplastizität werden von VON WOLFFERSDORF [67] und HERLE [42] folgende Terme beschrieben. Im Allgemeinen ist die Spannungsrate $\dot{\mathbf{T}}$ bei der Hypoplastizität eine Funktion der Dehnungsrate \mathbf{D} , der Cauchy-Spannung \mathbf{T} und der Porenzahl e .

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) \quad (5.14)$$

Nach VON WOLFFERSDORFF ist die Spannungsrate $\dot{\mathbf{T}}$ wie folgt definiert [46], [68]:

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathbf{L} : \mathbf{D} + \underbrace{\mathbf{N} \|\mathbf{D}\|}_{\mathbf{M}} = \left(\mathbf{L} + \mathbf{N} \frac{\mathbf{D}}{\|\mathbf{D}\|} \right) : \mathbf{D} \quad (5.15)$$

mit dem vierstufigen linearen Steifigkeitstensor \mathbf{L}

$$\mathbf{L} = f_b f_e \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \left(F^2 \mathbf{I} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \hat{\mathbf{T}} \right) \quad (5.16)$$

und dem zweistufigen nichtlinearen Steifigkeitstensor \mathbf{N}

$$\mathbf{N} = f_b f_e f_d \frac{F a}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \left(\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^* \right) \quad (5.17)$$

$\hat{\mathbf{T}}$ und $\hat{\mathbf{T}}^*$ sind bezogene Spannungstensoren und werden wie folgt definiert:

$$\hat{\mathbf{T}} = \frac{\mathbf{T}}{\text{tr} \mathbf{T}} \quad (5.18)$$

$$\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3} \cdot \mathbf{I} \quad (5.19)$$

Die Faktoren a und F in den Gleichungen der Steifigkeitstensoren (5.16) und (5.17) ergeben sich durch folgende Beziehungen:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin\varphi_c} \quad (5.20)$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8}\tan^2\psi + \frac{2 - \tan^2\psi}{2 + \sqrt{2}\tan\psi \cos(3\theta)} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan\psi} \quad (5.21)$$

mit

$$\tan\psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad (5.22)$$

und

$$\cos(3\theta) = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^{*3})}{[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^{*2})]^{3/2}} \quad (5.23)$$

Wobei die Winkel ψ und θ die Lage von \mathbf{T} im Spannungsraum beschreiben [11].

Die beiden Funktionen f_e und f_d dienen zur Berücksichtigung der Pyknotropie und sind definiert als:

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (5.24)$$

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^\alpha \quad (5.25)$$

Die Barotropie wird über die Funktion f_b berücksichtigt:

$$f_b = \frac{h_s}{n_b} \left(\frac{1 + e_i}{e_i}\right) \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^\beta \left(-\frac{\text{tr}\mathbf{T}}{h_s}\right)^{1-n_b} \left[3 + a^2 - \sqrt{3}a \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (5.26)$$

Das Verhältnis der charakteristischen druckabhängigen Porenzahlen wird wie folgt formuliert:

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(-\frac{\text{tr}\mathbf{T}}{h_s} \right)^{n_b} \right] \quad (5.27)$$

Hierbei steht die Indexerweiterung 0 für den druckfreien Zustand.

Zur Beschreibung des Bodens werden die folgenden acht Materialkonstanten verwendet:

- der kritische Reibungswinkel φ_c
- die granulare Härte h_s
- die maximale, minimale und kritische Porenzahl e_{i0} , e_{d0} und e_{c0} im druckfreien Zustand
- die Exponenten der Barotropie und Pyknotropie α und β
- der Exponent n_b

β erzeugt einen Anstieg der Spannungsrate bei $\mathbf{D} = \text{konstant}$ mit einer zunehmenden Dichte der Probe und α bestimmt den Einfluss der Lagerungsdichte auf den Peakreibungswinkel φ [68].

Es tritt ein ideal kritischer Zustand auf, bei dem weder Verdichtung noch Auflockerung bei langer monotoner isobarer Scherung auftritt. Dieser kritische Zustand wird mit der Porenzahl e_{c0} bezeichnet. Dies ist folglich der Zustand, bei dem weder Dilatanz noch Kontraktanz stattfindet.

Die oben genannten acht Materialparameter sind gemäß [42] und [68] mit Standard-Laborversuchen zu bestimmen.

- Der kritische Reibungswinkel φ_c kann über einen Schüttkegelversuch bestimmt werden. Voraussetzung hierfür ist ein kohäsionsloses Material. φ_c ergibt sich gemäß Abbildung 5.3 durch die Neigung der Anhäufung des Materials. Als Alternative sei die Bestimmung mittels eines undrännierten Triaxialversuchs genannt.

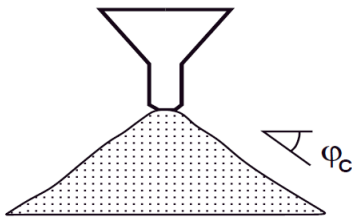


Abbildung 5.3: Bestimmung des kritischen Reibungswinkels φ_c aus dem Schüttkegelversuch gemäß [42]

- Die Materialkonstante β lässt sich mit Hilfe von zwei Proben mit unterschiedlicher Anfangsporenzahl bestimmen. Für einen konstant gehaltenen Druck werden Steifemodul E_s und die Porenzahl e berechnet. Der Steifemodul wird mit Gleichung 5.28 bestimmt. Dabei sind T_1 die zum aufgebrauchten Druck korrespondierende Vertikalspannung und ε_1 die logarithmische Vertikaldehnung.

$$E_s = \frac{\Delta T_1}{\Delta \varepsilon_1} \quad (5.28)$$

Aus den Versuchen 1 und 2 lässt sich β mit Gleichung 5.29 berechnen.

$$\beta = \frac{\ln \left(\frac{E_{s,2} m_1 - n_1 f_{d1}}{E_{s,1} m_2 - n_2 f_{d2}} \right)}{\ln \left(\frac{e_1}{e_2} \right)} \quad (5.29)$$

mit

$$m = \frac{(1 + 2K_0)^2 + a^2}{1 + 2K_0^2} \quad (5.30)$$

$$n = \frac{a(5 - 2K_0)(1 + 2K_0)}{3(1 + 2K_0^2)} \quad (5.31)$$

Der Erdruhedruckbeiwert K_0 wird gemäß JÁKY bestimmt.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (5.32)$$

- Die Granulathärte h_s und der Exponent n_b werden mittels Anpassung der Gleichung 5.27 an die $e(p)$ -Kurve bestimmt. Hierfür sind Versuche mit ödometrischer Kompression erforderlich.
- Die Grenzporozitäten e_{i0} , e_{c0} und e_{d0} werden mittels Standardversuchen bei $p = 0$ aus den Porozitäten abgeleitet.

$$e_{i0} \approx 1,15 e_{\max} \quad (5.33)$$

$$e_{c0} \approx e_{\max} \quad (5.34)$$

$$e_{d0} \approx e_{\min} \quad (5.35)$$

- Die Materialkonstante α wird aus dem Spannungsverhältnis $K_p = T_1/T_3$ im Maximum der $q(\epsilon_1)$ -Verläufe und den zugehörigen Porozitäten bestimmt. Dazu werden triaxiale Kompressionsversuche an Proben mit dichter Lagerung erstellt.

$$\alpha = \frac{1}{\ln r_e} \ln \left[6 \frac{(K_p + 2)^2 + a^2 K_p (K_p - 1 - \tan\nu_p)}{a(5K_p - 2)(K_p + 2) \sqrt{4 + 2(1 + \tan\nu_p)^2}} \right] \quad (5.36)$$

mit

$$r_e = \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \quad (5.37)$$

$$\tan\nu_p = 2 \frac{(K_p - 4) + A K_p (5K_p - 2)}{(5K_p - 2)(1 + 2A)} - 1 \quad (5.38)$$

$$A = \frac{a^2}{(K_p + 2)^2} \left[1 - \frac{K_p(4 - K_p)}{5K_p - 2} \right] \quad (5.39)$$

5.2.4 Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (ID)

Die Hypoplastizität (Abschnitt 5.2.3) weist bei zyklischen Belastungen einen entscheidenden Nachteil auf. Die Steifigkeiten der Wiederbelastungen sind nahezu identisch zu den Steifigkeiten der Erstbelastung. Dadurch kommt es im weiteren Verlauf der Rechnungen zu einer Zunahme von plastischen Verformungen bei quasi gleichbleibenden Spannungen und Steifigkeiten. Dieses Phänomen wird auch als *Ratcheting* bezeichnet [46].

Aufgrund des Ratchetings haben NIEMMUNIS und HERLE die Hypoplastizität um den Effekt der intergranularen Dehnung erweitert. Durch diese Erweiterung werden die Steifigkeitserhöhungen des Bodens bei zyklischen Belastungen berücksichtigt und unverhältnismäßig hohe plastische Verformungen verhindert [60]. Daher wird die Zustandsvariable δ_i in das Materialmodell eingefügt, die den letzten Teil des zurückliegenden Dehnungspfades speichert [68]. δ_i wird durch R_{max} begrenzt, dieser Wert ist ein zusätzlicher Materialparameter.

Die Mobilisierung der intergranularen Dehnung lässt sich wie folgt bestimmen:

$$\rho = \frac{\|\delta_i\|}{R_{max}} \quad (5.40)$$

Der Ausdruck \mathbf{M} in Gleichung 5.15 ergibt sich in dem Materialmodell mit intergranularer Dehnung in Abhängigkeit des Winkels zwischen der Richtung der intergranularen Dehnung $\tilde{\delta}_i$ und der aktuellen Dehnungsrate \mathbf{D} zu:

$$\mathbf{M} = [(\rho^\chi)m_T + (1 - \rho^\chi)m_R]\mathbf{L} + \begin{cases} \rho^\chi(1 - m_T)\mathbf{L} : \tilde{\delta}_i\tilde{\delta}_i + \rho^\chi\mathbf{N}\tilde{\delta}_i, & \text{für } \tilde{\delta}_i : \mathbf{D} > 0 \\ \rho^\chi(m_R - m_T)\mathbf{L} : \tilde{\delta}_i\tilde{\delta}_i, & \text{für } \tilde{\delta}_i : \mathbf{D} \leq 0 \end{cases} \quad (5.41)$$

mit

$$\tilde{\delta}_i = \frac{\delta_i}{\|\delta_i\|} \quad (5.42)$$

Dabei sind die Parameter m_T , m_R und χ Materialkonstanten.

Die Entwicklungsgleichung der objektiven Rate für die intergranulare Dehnung ist ebenfalls in Abhängigkeit vom Winkel zwischen \mathbf{D} und $\tilde{\delta}_i$ definiert:

$$\dot{\delta}_i = \begin{cases} (\mathbf{I} - \tilde{\delta}_i\tilde{\delta}_i\rho^{\beta_r}) : \mathbf{D}, & \text{für } \tilde{\delta}_i : \mathbf{D} > 0 \\ \mathbf{D}, & \text{für } \tilde{\delta}_i : \mathbf{D} \leq 0 \end{cases} \quad (5.43)$$

mit β_r als weiteren Materialparameter.

Die Menge an Materialparameter nach VON WOLFFERSDORFF wird bei der Erweiterung um die intergranulare Dehnung um fünf Parameter vergrößert. Zur Steuerung der Steifigkeitserhöhung bei zyklischer Belastung werden die beiden Parameter m_T und m_R verwendet. Die Steifigkeitsänderung mit zunehmender intergranularer Dehnung wird durch die beiden Parameter β_r und χ gesteuert. Der maximale Dehnungsbereich konstanter Steifigkeit nach Änderung der Belastungsrichtung wird von R_{max} bestimmt [46]. Insgesamt wird der Boden für dieses Stoffmodell mit 15 Kennwerten charakterisiert.

Mittels dynamischen bzw. zyklischen Versuchen mit kleinen Dehnungen können die weiteren Parameter kalibriert werden. Die Parameter werden kalibriert, indem die in numeri-

schen Versuchen ermittelten Ergebnisse an die Ergebnisse aus realen Versuchen angeglichen werden. Die aufgebrachten Spannungsbereiche sollen hierbei den Spannungsverhältnissen des später abzubildenden Problems entsprechen [46],[68].

5.2.5 Neohypoplastizität

Eine weitere Entwicklung der Hypoplastizität stellt die Neohypoplastizität nach NIEMUNIS [59] dar. Bei sich wiedereinstellender monotoner Verformung kann es bei der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung zu einem Überschreiten der vorherigen Spannungen, sog. *Overshooting* kommen. Neben den bereits genannten Schwächen der Hypoplastizität nach VON WOLFFERSDORFF (s. Abschnitt 5.2.3) kann der Boden bei der Simulation numerisch eine Verdichtung erfahren, welche zu einer größeren Dichte als die maximal mögliche Dichte des Bodens ist [59]. Für den Fall, dass die aktuelle Porenzahl kleiner als der Grenzwert ist, wird die Berechnung nicht fortgeführt. Weitere Erläuterungen s. [59]. Diese Schwächen wurden bei der Entwicklung der Neohypoplastizität verbessert. Für die numerische Beschreibung des Bodens sind insgesamt 26 Parameter zu bestimmen. Neben den bereits bekannten Parametern h_s , n_b , φ_c , e_{i0} , e_{c0} und e_{d0} sind die in der folgenden Tabelle aufgelisteten Parameter zusätzlich erforderlich.

Tabelle 5.1: Zusätzliche Parameter der Neohypoplastizität aus [59]

Symbol	Bedeutung	Symbol	Bedeutung
n_h	Exponent Hyperelastizität	n_L	Parameter Steifigkeitsrotation
c	Faktor Hyperelastizität	B_y	Parameter Nichtlinearität
α_h	Exponent Hyperelastizität	C_y	Parameter Nichtlinearität
φ_i	Peakreibungswinkel für e_i	n_y	Parameter Nichtlinearität
φ_d	Peakreibungswinkel für e_d	z_{\max}	Faktor zusätzliche Kontraktanz
a_f	Parameter Fließregel	P_{\min}	Faktor zusätzliche Kontraktanz
n_1	Exponent Fließregel	P_{ref}	Faktor zusätzliche Kontraktanz
n_2	Exponent Fließregel	k_d	Exponent zusätzliche Kontraktanz
β_{LL}	Parameter Steifigkeitsrotation	k_{Bag}	dynamische Reibung
β_{LD}	Parameter Steifigkeitsrotation	η_{Bag}	dynamische Viskosität

Im Folgenden werden die Parameter bezüglich ihrer Funktion im Stoffmodell beschrieben.

- n_h , c und α_h

Sie dienen zur Beschreibung des hyperelastischen Anteils der Neohypoplastizität. In der komplementären Energie werden sie folgendermaßen berücksichtigt:

$$\bar{\psi} = cP^{\alpha_h}R^{2-n_h-\alpha_h} \quad (5.44)$$

Mit der normierten Spannung R und dem isometrischen Druck P

$$P = \frac{\text{tr}\mathbf{T}}{\sqrt{3}} \quad (5.45)$$

Diese Parameter können mittels aufwändigen Versuchen ermittelt und bestimmt werden. Dazu werden die theoretischen Komponenten der Steifigkeitsmatrix mit den Steifigkeitskomponenten aus den Versuchen abgeglichen.

Es handelt sich um Triaxialversuche mit hohen Spannungsamplituden in alle Richtungen und einer großen Anzahl an Vorkonditionierungszyklen. Hiermit wird das

Shakedown-Verhalten des Materials ausgelöst, welches die plastischen Verzerrungen beseitigt [59]. Erst danach beginnen die eigentlichen Versuche mit 30 Zyklen pro Spannungspunkt und fünf Zyklen pro Polarisation mit jeweils kleinen Amplituden.

- \mathbf{n}_L , β_{LL} und β_{LD}

Diese Parameter werden für eine Rotation der Steifigkeit benötigt. Dazu muss die Symmetrie der Hyperelastizität mittels Erweiterung der Steifigkeitsmatrix \mathbf{E} um einen schiefsymmetrischen Anteil oder durch eine Rotation des deviatorischen Anteils der Spannungsrate in der P-Q-Ebene aufgespalten werden.

$$\begin{Bmatrix} \dot{P} \\ \dot{Q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{P}^{el} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cos\zeta & -\sin\zeta \\ \sin\zeta & \cos\zeta \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0 \\ \dot{Q}^{el} \end{Bmatrix} \quad (5.46)$$

mit den linear elastischen Anteilen

$$\begin{Bmatrix} \dot{P}^{el} \\ \dot{Q}^{el} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{PP} & E_{PQ} \\ E_{QP} & E_{QQ} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_P \\ \dot{\epsilon}_Q \end{Bmatrix} \quad (5.47)$$

Dabei bestimmt sich der Winkel ζ mit folgender Gleichung

$$\zeta = \left[\frac{|Q|}{M_{PeakP}} \right]^{n_L} \begin{cases} \beta_{LL} \frac{e - e_c}{e_i - e_c} & \text{fr } e > e_c \\ \beta_{LD} \frac{e_c - e}{e_c - e_d} & \text{fr } e \leq e_c \end{cases} \quad (5.48)$$

Der Faktor β_{LL} wird bei locker gelagertem Sand verwendet und bewirkt eine Rotation entgegen des Uhrzeigersinns. Der Faktor β_{LD} hingegen bewirkt eine Drehung im Uhrzeigersinn und wird für dicht gelagerten Sand verwendet, beide Parameter können über einen Abgleich der Berechnungen mit Versuchen angepasst werden.

- \mathbf{B}_y , \mathbf{C}_y und \mathbf{n}_y

Über diese Parameter wird die Nichtlinearität der Neohypoplastizität eingestellt. Der Grad der Nichtlinearität wird über Gleichung 5.49 bestimmt.

$$Y(x) = A_y \exp\left(\frac{-1}{B_y x^{n_y} + C_y}\right) \quad (5.49)$$

mit

$$x = \frac{H}{\phi(e, p)} \quad (5.50)$$

Dabei ist H eine Invariante der Spannung für das MATSUOKA & NAKAI Kriterium [59].

Der Parameter A_y wird über die Bedingung $Y(1) = 1$ bestimmt, B_y , C_y und n_y

können über einen Mathematica-Manipulator (s. [59]) bestimmt werden.

- $\varphi_{c0}, \varphi_{d0}, \varphi_{i0}, e_{c0}, e_{d0}, e_{i0}, h_s$ und n_b

Diese Parameter werden für die Funktion des Peakreibungswinkels $\varphi(e, P)$ benötigt.

$$\varphi(e, P) = \varphi_c + \begin{cases} (\varphi_d - \varphi_c) \frac{e_c - e}{e_c - e_d} \\ (\varphi_c - \varphi_i) \frac{e - e_c}{e_i - e_c} \end{cases} \quad (5.51)$$

Die Reibungswinkel φ können für die unterschiedlichen Porenzahlen e bestimmt werden. Dabei resultiert die Abhängigkeit vom isometrischen Druck aus den druckabhängigen Porenzahlen. Die Porenzahlen können wiederum aus dem vorhandenen Druck und den Referenzporenzahlen berechnet werden.

$$e_x(P) = e_{x0} \exp \left[- \left(\frac{\sqrt{3}P}{h_s} \right)^{n_b} \right] \quad \text{mit } x = c, i, d \quad (5.52)$$

Aus den Porenzahlen resultiert die Gleichung für den Reibungswinkel ϕ

$$\phi = 8 \tan^2 [\varphi(e, P)] \quad (5.53)$$

Aus Gleichung 5.53 geht hervor, dass der maximal mögliche Reibungswinkel, der bereits bei kleinen Deformationen erreicht wird, von der Porenzahl und der herrschenden Spannung abhängig ist.

- a_f, n_1 und n_2

Diese drei Parameter sind der Fließregel \mathbf{m} des Stoffmodells zugehörig. Diese wird im Stoffmodell wie folgt definiert:

$$\mathbf{m} = x \mathbf{m}^c + (1 - x) \mathbf{m}^i \quad (5.54)$$

mit:

$$x = \begin{cases} \left(\frac{H}{\phi_c^*} \right)^{n_1} & \text{für } H < \phi_c^* \\ a_f \cdot \left(\frac{H}{\phi_c^*} \right)^{n_1} + (1 - a_f) \cdot \left(\frac{H}{\phi_c^*} \right)^{n_2} & \text{für } H \geq \phi_c^* \end{cases} \quad (5.55)$$

Dabei ist ϕ_c^* von der aktuellen Porenzahl abhängig.

$$\phi_c^* = 8 \tan^2 [\varphi_c] \cdot \left(\frac{e}{e_c} \right)^4 \quad (5.56)$$

Die Fließregel \mathbf{m} wird lediglich über die normierten Tensoren m_{ij}^c und m_{ij}^i definiert. Sie gibt entsprechend nur die Richtung des plastischen Fließens an.

$$m_{ij}^c = (\delta_{ij}\sigma_{kk}^{-1} - \sigma_{kk}\sigma_{ij}^{-2}) \quad (5.57)$$

$$m_{ij}^i = -(\delta_{ij}) \quad (5.58)$$

- **\mathbf{P}_{ref} , \mathbf{z}_{max} , \mathbf{P}_{min} , und \mathbf{k}_d**

Diese Parameter bzw. Exponenten gehören der Barotropie-Funktion an.

$$\omega(P) = \frac{P_{\text{ref}}f_e}{z_{\text{max}}(P_{\text{min}} + P)} \quad (5.59)$$

mit

$$f_e = 1 - \frac{1}{1 + \exp(k_d(e - e_d))} \quad (5.60)$$

Gleichung 5.59 ist bei der Abbildung der sogenannten zyklischen Mobilität erforderlich. Sie beschreibt die Entstehung einer zusätzlichen Kontraktanz beim Ab- und Zurückscheren des Materials. Die zusätzliche Kontraktanz entsteht, wenn die Körner des Materials beim Abscheren ihre Lage verlassen und beim Zurückscheren wieder in die Ausgangsposition gebracht werden. Zur Abbildung dieses Effektes ist die Zustandsvariable z eingeführt worden, dessen Größe durch z_{max} beschränkt wird.

- **η_{Bag} und \mathbf{k}_{Bag}**

Außerdem beinhaltet die Neohypoplastizität auch zwei Effekte aus der Rheologie. Es wird einerseits die langsame Abnahme der Rückdehnungen als auch die Bagnold-Viskosität infolge hoher Scherverformungsraten abgebildet. Die Bagnold-Viskosität ist für die hypoplastische Spannung wichtig, da die barotrope Steifigkeit entfällt [59]. Für diesen Fall sind die dynamische Viskosität η_{Bag} und die dynamische Reibung \mathbf{k}_{Bag} definiert worden. Dabei ergibt sich die viskose Spannung zu

$$\sigma^{\text{vis}} = \eta_{\text{Bag}}[\dot{\hat{\epsilon}}^* - k_{\text{Bag}}\tilde{\mathbf{1}}\|\dot{\hat{\epsilon}}^*\|]. \quad (5.61)$$

5.3 Simulation von Triaxialversuchen und Ermittlung der Stoffparameter

5.3.1 Allgemeines und Materialwerte

Um zunächst einen Überblick des Materialverhaltens zu bekommen, wurden Triaxialversuche mit den diversen Stoffmodellen numerisch simuliert. Für die Stoffmodelle Hypoplastizität und Neohypoplastizität sind die Triaxialversuche mit der Software Abaqus und für das Hardening-Soil Stoffmodell mit der Software PLAXIS durchgeführt worden.

Für die Modellierung des Probekörpers wurden rotationssymmetrische Elemente verwendet, die Abmessungen betragen im Durchmesser 10 cm und in der Höhe 20 cm, vgl. DANNE [11]. Die Versuche wurden weggesteuert mit unterschiedlichen Ausgangslagerungsdichten durchgeführt. Zunächst wird eine allseitige Initialspannung von 200 kN/m² zur isotropen Konsolidierung eingestellt. Danach folgen zwei Be- und Entlastungsvorgänge mit einer Aufgebrachten Dehnung von $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} = 1,5 \%$. Zuletzt wird eine Dehnung von $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} = 10 \%$ zur Abscherung der Probe aufgebracht. Dies entspricht der triaxialen Kompression und der Spannungspfadrichtung von 90°, vgl. DANNE [11]. Zur Überprüfung des mobilisierten Reibungswinkels aus den Versuchsauswertungen kann Gleichung 5.62 [44] herangezogen werden.

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (5.62)$$

Die Spannungspfade der Triaxialversuche in der p-q-Ebene sowie in der Rendulic-Ebene sind in Abbildung 5.4 dargestellt.

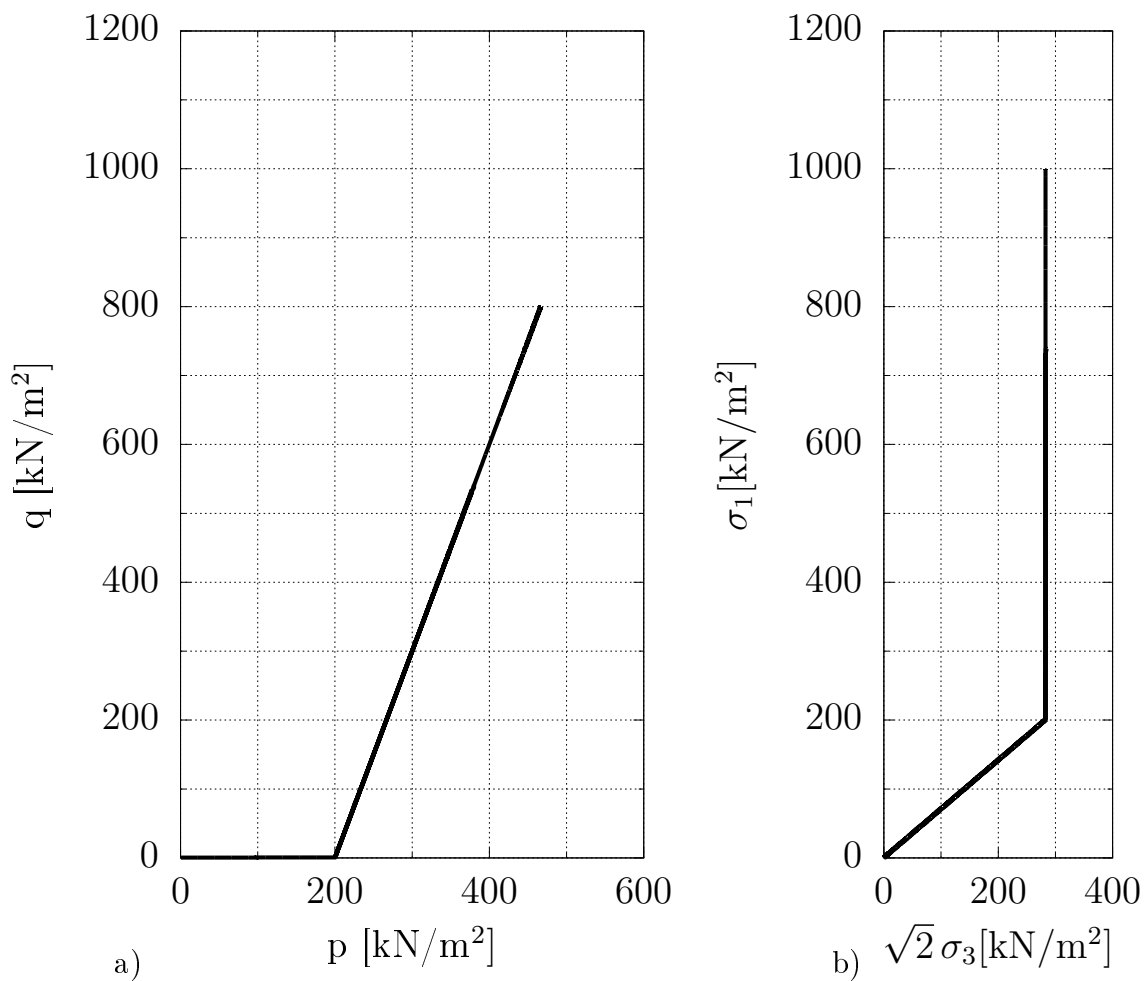


Abbildung 5.4: Spannungspfad der Triaxialversuche a) in der p - q -Ebene und b) in der Rendulic-Ebene

Weiterführende numerische Versuche mit bezogenen Lagerungsdichten I_D zwischen 0,6 und 0,9 sowie kraftgesteuerte Versuche sind in [57] enthalten. Die Einstellung der bezogenen Lagerungsdichte wird über die Porenzahl e erreicht. In der kraftgesteuerten Variante wird statt der Axialdehnung eine Axialspannung von 700 kN/m² für die Be- und Entlastungsvorgänge aufgebracht. Für die abschließende Abscherung beträgt die gesamt aufgebrachte Axialspannung 1.200 kN/m².

Als Material für das Hardening-Soil Stoffmodell wurden die Parameter eines dicht gelagerten Sandes mit $I_D = 0,8$ in Anlehnung an [41] verwendet (vgl. Tabelle 5.2).

Tabelle 5.2: Materialsatz des Hardening-Soil Modells aus [41]

Materialkonstante	Sand HS
φ' [°]	41,80
c' [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	0,0
Ψ [°]	18,05
E_{50}^{ref} [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	35.000
E_{50}^{oad} [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	35.000
E_{ur} [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	105.000
m	0,63
ν_{ur}	0,245

Die Materialparameter der Hypoplastizität mit und ohne intergranularer Dehnung wurden den entsprechenden Projekten aus [65] und [11] entnommen und sind in Tabelle 5.3 dargestellt, wobei die letzten fünf Parameter bei der Erweiterung des Stoffmodells um die intergranulare Dehnung erforderlich sind. Die beiden Parametersätze werden im Folgenden als *Sand 1* und *Sand 2* bezeichnet und sind in Anlehnung der Parametersätze des *Berliner Sands* und *Karlsruher Sands* gewählt.

Tabelle 5.3: Materialsätze der Hypoplastizität

Materialkonstante	Sand 1	Sand 2
φ_c [rad]	0,575959	0,523
h_s [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	862.600	5.800.000
n_b	0,32	0,28
e_{d0}	0,67	0,53
e_{c0}	1,09	0,84
e_{i0}	1,21	1,0
α	0,21	0,13
β	1,5	1,05
m_T	2,3	2,0
m_R	4,6	5,0
R_{\max}	0,0001	0,0001
β_r	0,2	0,5
χ	2,8	6,0

Die Parameter für die Neohypoplastizität wurden vom *Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF)* des *Karlsruher Institut für Technologie* zur Verfügung gestellt, da eine Ermittlung der Parameter mittels Laborversuchen sehr aufwändig ist. Die Materialparameter können Tabelle 5.4 entnommen werden.

Tabelle 5.4: Materialsätze der Neohypoplastizität

Materialkonstante	Wert	Materialkonstante	Wert
n_h	0,596013874941785	n_2	1,063136596716805
c	0,001078413463818856	β_{LL}	0,5984652230378983
α_h	0,1048928423206676	β_{LD}	-0,214927352092426
$h_s \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	4.048.715,809761303	n_L	0,9288214719038757
n_b	0,2636601244161658	B_y	20,37254704579459
e_{i0}	1,211996684663479	C_y	0,2915247678741444
e_{c0}	1,053006263155331	n_y	1,892683220832919
e_{d0}	0,6771135982538226	z_{\max}	0,05820444716563324
$\varphi_i \text{ [rad]}$	0,5552713531908393	$P_{\min} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	1
$\varphi_c \text{ [rad]}$	0,5690708918076652	$P_{\text{ref}} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	200
$\varphi_d \text{ [rad]}$	0,8734353933516148	$\eta_{\text{Bag}} \left[\frac{\text{kN}\cdot\text{s}}{\text{m}^2} \right]$	0
a_f	0,9498929982723574	k_{Bag}	0
n_1	0,1996369139585315	k_d	200,8984313593481

5.3.2 Hardening Soil (HS)

Bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse fällt auf, dass sowohl die Spannungs-Dehnungsbeziehung (Abbildung 5.5a)) als auch die Volumen-dehnungslinie (Abbildung 5.5b)) im Bereich der Be- und Entlastung vollständig elastisch sind und es zu keinem Dehnungszuwachs infolge Wiederbelastung kommt. Erst beim Erreichen einer Axialdehnung von ca. 6 % kann die betrachtete Bodenprobe keinen Spannungszuwachs mehr aufnehmen, sodass die Axialspannung bei zunehmender Dehnung gleich bleibt.

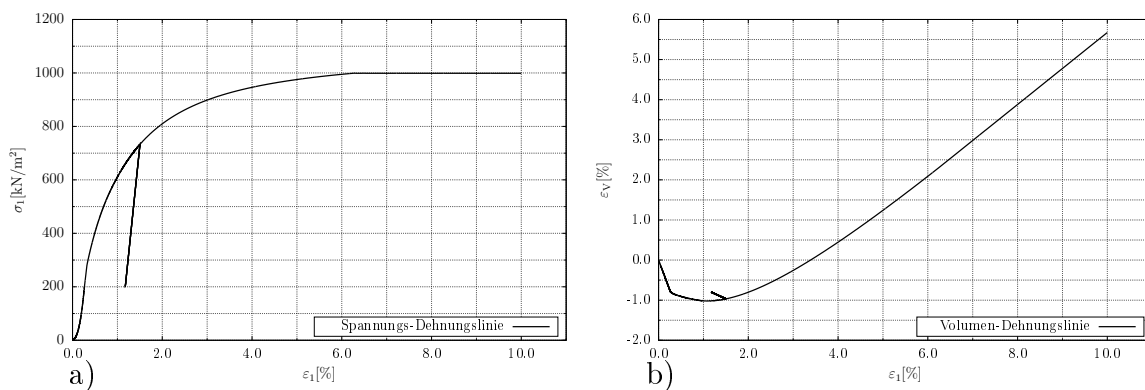


Abbildung 5.5: a) Spannungs- und b) Volumen-Dehnungslinie des Materials unter Verwendung des Hardening-Soil Modells

Nach Gleichung 5.62 ergibt sich ein Reibungswinkel von $\varphi = 41,81^\circ$, welcher als Parameter vorgegeben ist.

5.3.3 Hypoplastizität

Bei der Auswertung der Versuche mit Verwendung der Hypoplastizität kann bei den Be- und Entlastungspfaden ein Dehnungszuwachs in den Axial- als auch den Volumendehnungen festgestellt werden. Die Axialdehnung beträgt bei Erreichen der Ausgangsspannung vor der Entlastung bei 500 kN/m^2 ca. 1,5 %. Nach zwei Ent- und Belastungen beträgt die Axialdehnung bei einem Spannungsniveau von 500 kN/m^2 bereits 2,7 %, dies entspricht einem Zuwachs von 1,2 %.

Auch bei den Versuchen mit Sand 2 tritt ein Dehnungszuwachs in identischer Größenordnung auf (vgl. Abbildung 5.6). Lediglich bei der Betrachtung der Maximalspannung sind Unterschiede zwischen den beiden Sanden zu erkennen. Im Vergleich zum Hardening-Soil Stoffmodell wird bei der Hypoplastizität ein Maximalwert der Axialspannung erreicht. Wird die Axialdehnung darüber hinaus weiter gesteigert, so fällt die aufnehmbare Axialspannung stetig ab, bis der Bruch eintritt.

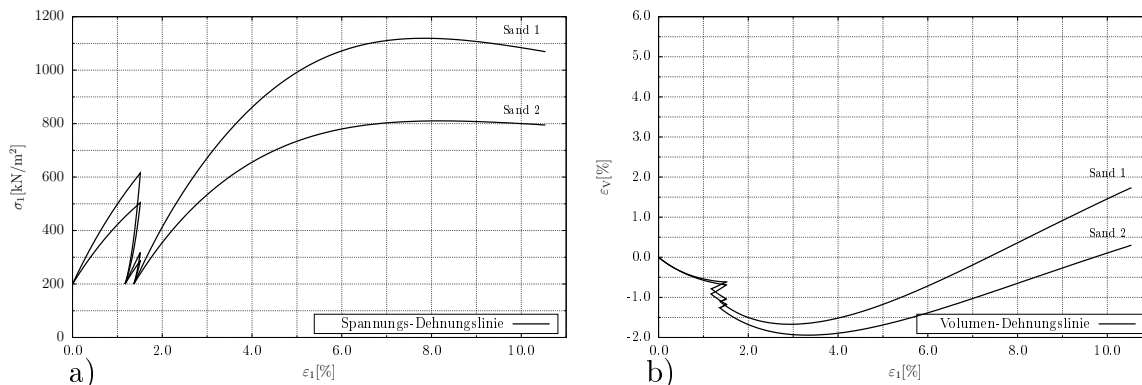


Abbildung 5.6: Vergleich der a) Spannungs- und b) Volumen-Dehnungslinien von Sand 1 und 2 unter Verwendung der Hypoplastizität

Nach Gleichung 5.62 ergibt sich für Sand 1 ein Reibungswinkel von ca. $\varphi = 43,81^\circ$ und für Sand 2 ca. $\varphi = 36,87^\circ$.

5.3.4 Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

Wird die Hypoplastizität um die intergranulare Dehnung erweitert, kann der Effekt des Ratchetings mit den erweiterten Parametern (m_T , m_R und β_r) eingestellt und fast gänzlich ausgeblendet werden. Näheres zur Kalibrierung der intergranularen Dehnung ist [57] zu entnehmen.

Werden Dehnungen nach einer Entlastung aufgebracht, dessen Spannungsamplituden außerhalb des zuletzt betrachteten Bereichs liegen, kommt es zum *Overshooting* der Axialspannungen (vgl. Abbildung 5.7). Weitere Unterschiede liegen im Bereich des Spannungsmaximums (vgl. Abbildung 5.8). Die maximalen Axialspannungen liegen etwas unterhalb derer, die ohne intergranulare Dehnung erreicht werden können.

Auch die weitere Zunahme der Volumendehnung innerhalb der Be- und Entlastungen, die bei der Hypoplastizität auftritt, kann durch die intergranulare Dehnung fast vollständig unterbunden werden.

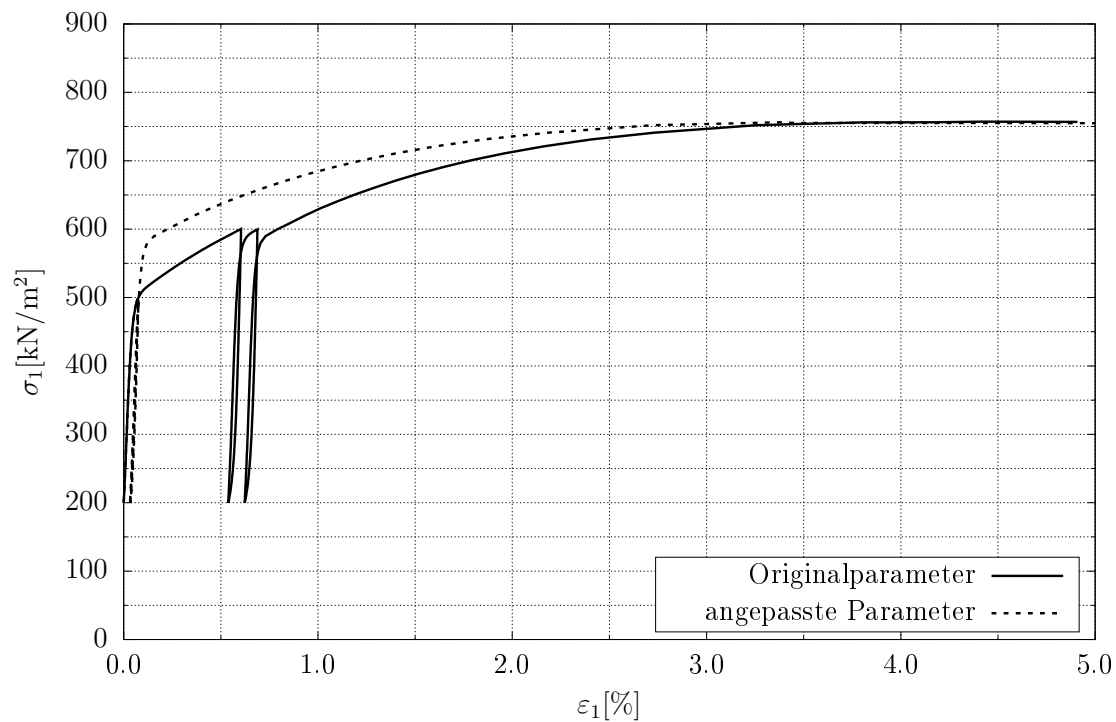


Abbildung 5.7: Darstellung des Overshootings bei anderen Dehnungsamplituden

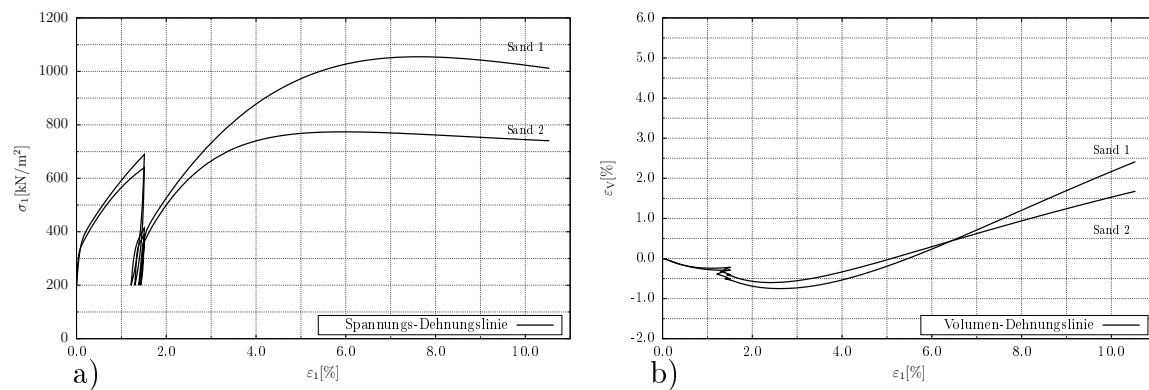


Abbildung 5.8: Vergleich der a) Spannungs- und b) Volumen-Dehnungslinien von Sand 1 und 2 unter Verwendung der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

Nach Gleichung 5.62 ergibt sich für Sand 1 ein Reibungswinkel von ca. $\varphi = 43,04^\circ$ und für Sand 2 ca. $\varphi = 36,29^\circ$.

5.3.5 Neohypoplastizität

Aufgrund des großen Umfangs der Stoffparameter der Neohypoplastizität wurden die Parameter (vgl. 5.3.1) nicht näher betrachtet und angepasst, sondern ausschließlich der

vorhandene Datensatz im numerischen Triaxialversuch untersucht. Auch bei der Neohyoplastizität kann ein Dehnungszuwachs im Be- und Entlastungsbereich beobachtet werden. Im Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie kann außerdem ein Maximalwert bestimmt werden, nach dem die Kurve bis zum Bruch hin wieder abfällt.

Die Volumendehnung des Materials fällt mit max. 4,5 % im Vergleich zu der Hypoplastizität etwas höher aus.

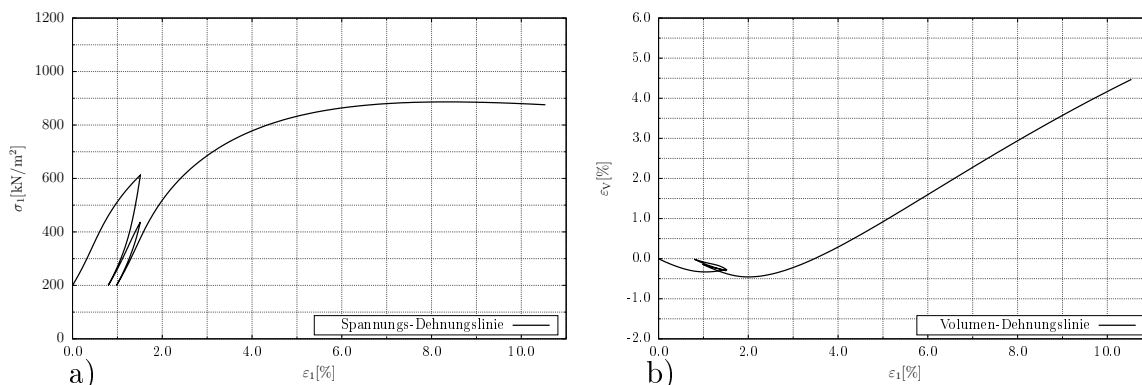


Abbildung 5.9: a) Spannungs- und b) Volumen-Dehnungslinie des Materials unter Verwendung der Neohyoplastizität

Nach Gleichung 5.62 ergibt sich ein Reibungswinkel von ca. $\varphi = 39,27^\circ$.

5.4 Vergleich des Materialverhaltens

In den Abbildungen 5.10 bis 5.13 werden die jeweiligen Auswertungen der bereits untersuchten Stoffmodelle vergleichend, getrennt für Sand 1 und Sand 2 dargestellt. Ziel ist, durch entsprechende Wahl der Parameter das Materialverhalten im Triaxialversuch für die unterschiedlichen Stoffmodelle anzugleichen, um vergleichbare Ergebnisse aus den numerischen Modellversuchen zu erhalten. Grundsätzlich fällt auf, dass bei allen Stoffmodellen das Spannungsmaximum bei annähernd gleich großen Axialdehnungen auftritt. Die Parameter der Stoffmodelle Hardening-Soil und Neohyoplastizität sind so kalibriert, dass die Volumen-Dehnungslinien annäherungsweise identisch sind. Im Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien ergibt sich zwischen dem Hardening-Soil Stoffmodell und den anderen eine Differenz bei den Ent- und Wiederbelastungsabschnitten. Während das Hardening-Soil Stoffmodell bei Ent- und Wiederbelastung elastisch reagiert, kommt es bei den anderen Stoffmodellen im eigentlich elastischen Bereich zum Dehnungszuwachs.

Eine weitere Annäherung des Materialverhaltens kann nicht erreicht werden, die hier gezeigten Auswertungen sind für die weiteren Berechnungen hinreichend übereinstimmend.

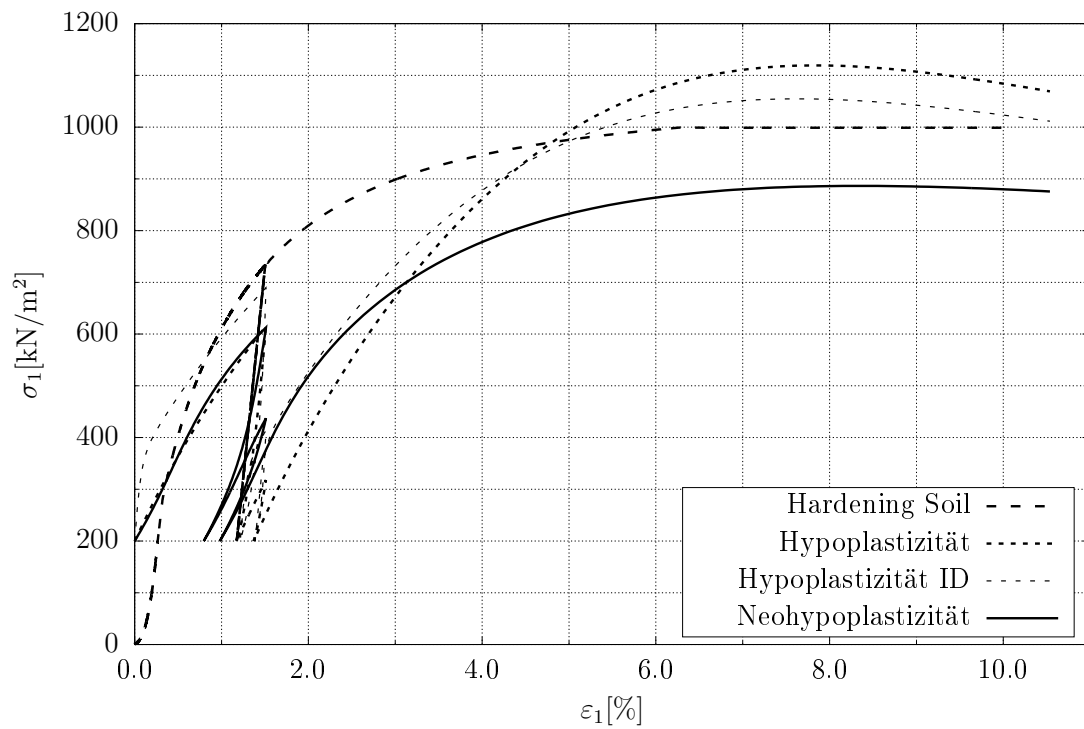


Abbildung 5.10: Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien der verschiedenen Stoffmodelle, Sand 1

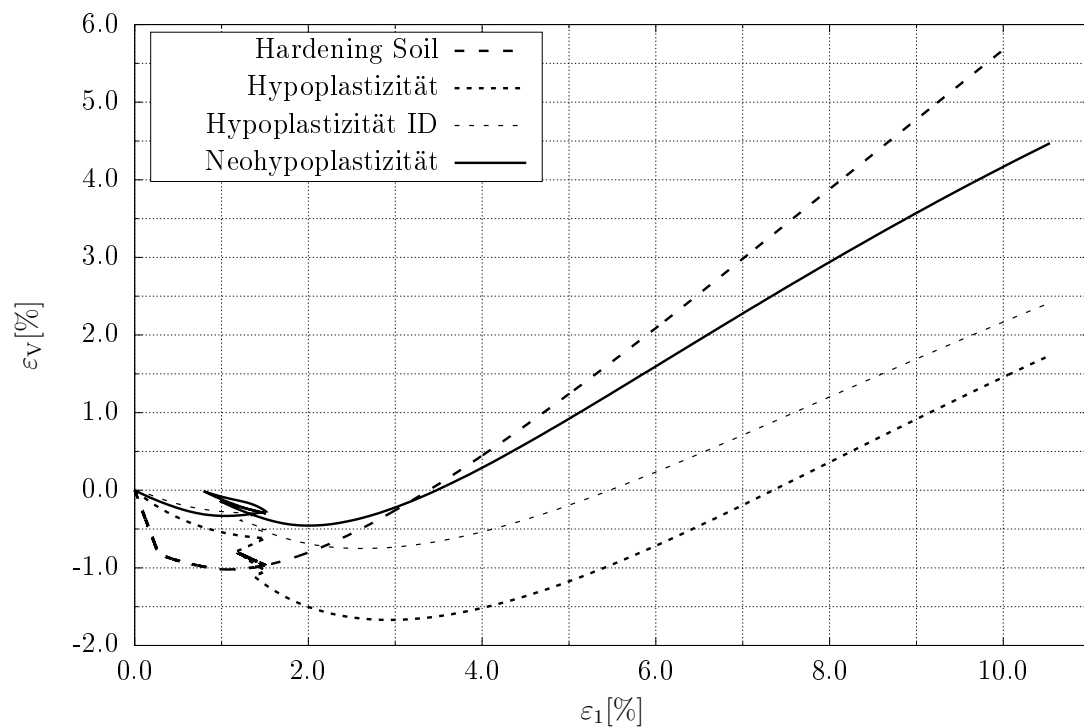


Abbildung 5.11: Vergleich der Volumen-Dehnungslinien der verschiedenen Stoffmodelle, Sand 1

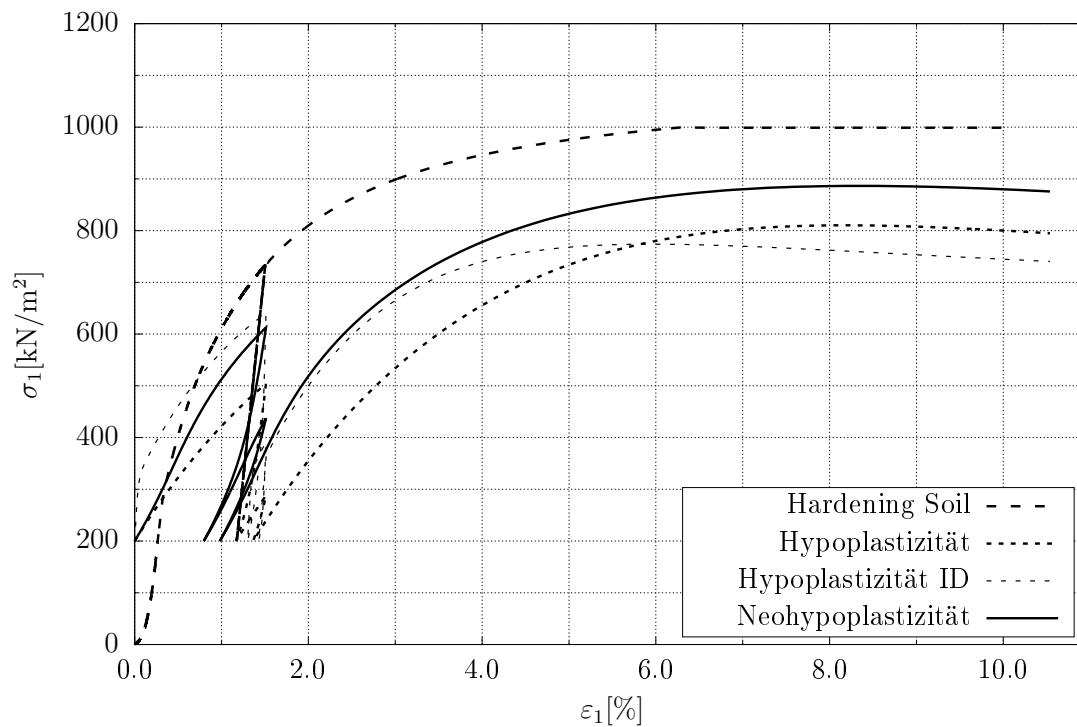


Abbildung 5.12: Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien der verschiedenen Stoffmodelle, Sand 2

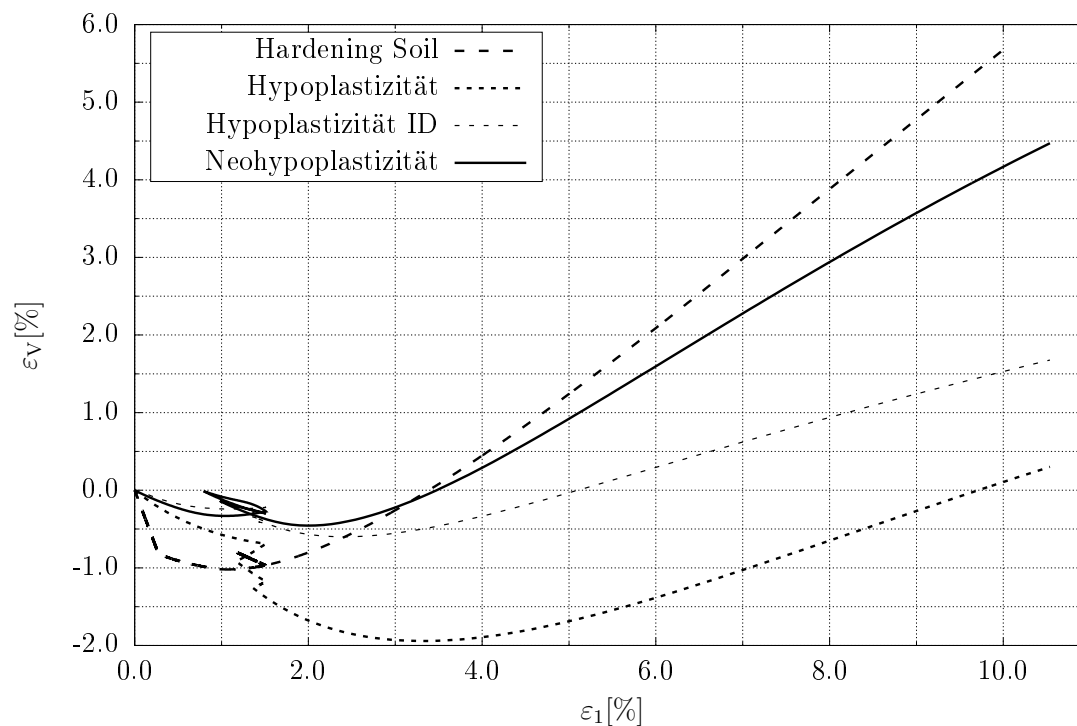


Abbildung 5.13: Vergleich der Volumen-Dehnungslinien der verschiedenen Stoffmodelle, Sand 2

6 Verwendete Software

6.1 PLAXIS

Mit der Software PLAXIS 2D wurden die numerischen Berechnungen der Modelle unter Verwendung des Hardening-Soil Modells erstellt.

Die Berechnung einer geotechnischen Situation ist in drei Abschnitte unterteilt. Zuerst wird die Geometrie der Situation grafisch erfasst. Es besteht die Möglichkeit unterschiedliche Schichtenverläufe vorzugeben oder homogene Bodenkörper zu modellieren. Außerdem werden sonstige Bauwerkskomponenten sowie Lasten und Verschiebungen dem Modell grafisch hinzugefügt. In einem weiteren Schritt wird das FE-Netz generiert. Hier hat der Benutzer die Möglichkeit das Netz in bestimmten Aspekten anzupassen, wie z. B. die Netzgröße unter einer Gründung zu verfeinern. Je mehr Netzpunkte generiert werden, desto aufwändiger wird im Anschluss auch die Berechnung und Auswertung des Modells. In einem weiteren Schritt werden nun die verschiedenen Abläufe der Situation erfasst und programmiert. Es können z. B. ein lagenweiser Schichtauf oder -abbau sowie Ent- und Belastungsvorgänge abgebildet werden. Zuletzt können alle Ergebnisse der berechneten Situation im Output-Programm angesehen werden. Dort sind u. a. Hauptspannungen, Spannungen in unterschiedlichen Schnitten, Setzungen, Dehnungen zu entnehmen.

6.2 Abaqus

Die numerischen Simulationen der Stoffmodelle Hypoplastizität und Neohypoplastizität wurden mit der Simulia-Software Abaqus in der Version 6.14-2 durchgeführt.

In Abaqus besteht die Möglichkeit über die Subroutine Umat extern geschriebene Stoffmodelle in der Simulation zu verwenden. Die Stoffmodelle Hypoplastizität mit und ohne intergranularer Dehnung sowie die Neohypoplastizität, die im Kapitel 5.2 erläutert wurden, sind in Form einer solchen Subroutine von dem *Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF)* der *Universität Karlsruhe* zur Verfügung gestellt worden. Diese wurden mittels des Intel fortran Compilers Version 12.1.1.258 in der Berechnung verwendet. Die Generierung der Modellgeometrie und der Vernetzung wird bei Abaqus direkt über ein input-file mittels eines Texteditors geschrieben. Andernfalls hat der Verwender die Möglichkeit der grafischen Eingabe über die Benutzeroberfläche Abaqus/CAE. Ein input-file kann anschließend aus dem Programm exportiert und modifiziert werden. In dieser Arbeit wurde die zweite der beschriebenen Varianten verwendet.

7 Modellierung des Systems mit verschiedenen Varianten

7.1 Annahmen

Um die Boden-Bauwerk Interaktion besser untersuchen zu können, werden im Folgenden unterschiedliche Modellvarianten aufgeführt. Alle Modellvarianten, insbesondere die Geometrien der Modelle, sind in Anlehnung an das in Kapitel 10 vorgestellte Bauprojekt erstellt worden. Die Untersuchungen der Boden-Bauwerk Interaktion beziehen sich insbesondere auf die diversen Effekte, die mit den unterschiedlichen Modellen erzielt werden können. Fortlaufend werden Geometrie und Randbedingungen des Modells weiter spezifiziert, sodass aus einem stark vereinfachten Grundmodell später ein komplexes Gesamtmodell entsteht, das die tatsächliche Interaktion wiedergeben kann. Aufgabe des vereinfachten Grundmodells ist, einen ersten Überblick der Bodenreaktionen und des Druckniveaus zu erlangen.

Folgende Annahmen werden für alle Modellvarianten getroffen:

- Der gesamte Boden wird als trocken angenommen, da der Grundwasserspiegel nach dem geotechnischen Bericht [38] für das Bauwerk deutlich unterhalb der Fundamentsohle liegt. Wasser hat hier keinen Einfluss auf den zu untersuchenden Bereich.
- Bei der Berechnung des Modells unter Verwendung der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung wird im Ausgangszustand von einem nicht vorbelasteten Boden ausgegangen.

Bei der Verwendung der Hypoplastizität und Neohypoplastizität in der FEM-Software Abaqus wurden bei der Simulation CPE4R Rechteckelemente verwendet. Diese Elemente führen eine reduzierte Integration mit nur einem Gaußpunkt je Element durch. Dadurch wird die Berechnungszeit minimiert, gleichzeitig liefert dies aber auch für die Auswertung ausreichend genaue Ergebnisse.

In der Software PLAXIS wurden für die Berechnung Dreieckelemente verwendet, die softwareseitig auch nicht anders möglich sind.

Alle Modelle in beiden FEM-Programmen sind zweidimensional angelegt und die Berechnung erfolgt im ebenen Verzerrungszustand. Dieser besagt, dass keinerlei Dehnungen

senkrecht zur betrachteten Ebene entstehen können.

7.2 Modellvarianten

7.2.1 Geometrie

Gemäß [31] soll der Berechnungsausschnitt eines numerischen Modells so gewählt werden, dass nach der Berechnung des Initialzustands an den Modellrändern keine signifikanten Spannungs- bzw. Verformungsänderungen auftreten. Laut Empfehlung [31] sollen die seitlichen Abstände des Modells von der Baugrubenwand die doppelte Baugrubenbreite bzw. die dreifache Baugrubentiefe betragen. Der jeweils größere Wert ist dabei maßgebend. Mit diesen Abständen wird sichergestellt, dass die Lagerung der Modellränder keine Einflüsse auf die wesentlichen Berechnungsinhalte im Bereich der Baugrubenwand hat.

Für die untersuchten Modelle wurden die Empfehlungen nach [69] herangezogen um eine Vergleichbarkeit zu erzielen. Auch die Untersuchungen in [57] berufen sich auf die in [69] genannten Abmessungen. Diese sind der Abbildung 7.1 zu entnehmen.

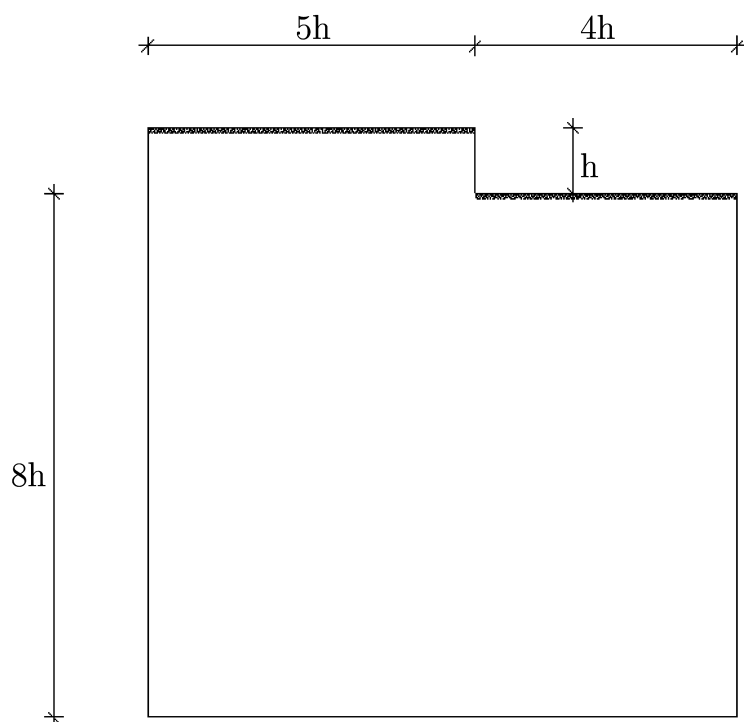


Abbildung 7.1: Abmessungen des numerischen Modells aus [57]

Die Höhe h des Geländeversprungs bzw. der Widerlagerwand wird in Anlehnung des Großversuches (vgl. Kapitel 10) zu $h = 9,41$ m gewählt.

7.2.2 Vereinfachtes Grundmodell

Zuerst wird ein vereinfachtes Modell zur grundsätzlichen Ermittlung der Erddruckspannungen hinter der Widerlagerwand verwendet. In diesem vereinfachten Grundmodell ist lediglich der anstehende Boden hinter der Wand modelliert, die Baugrubenseite bleibt hierbei außer Betracht. Im Gegenteil zu Abaqus ermittelt die Software PLAXIS je nach Modellgeometrie den Initialspannungszustand eigenständig. In Abaqus muss der Anfangszustand manuell angegeben werden, sodass daraus ein Gleichgewichtszustand berechnet werden kann. Falls im Modell ein Geländesprung modelliert wird, kommt es bei Abaqus bereits in diesem ersten Schritt zu Spannungsumlagerungen. Um dies zu umgehen wird zuerst ein rechteckiger Bodenkörper mit jeweils senkrecht zum Rand positionierten Lagerung erstellt. Im oberen rechten Bereich befindet sich die Widerlagerwand der Brücke (auf Grundlage der Widerlagerwand des Großversuches), welche am Fußpunkt gelenkig und am Kopfpunkt horizontal gelagert ist, vgl. Abbildung 7.2.

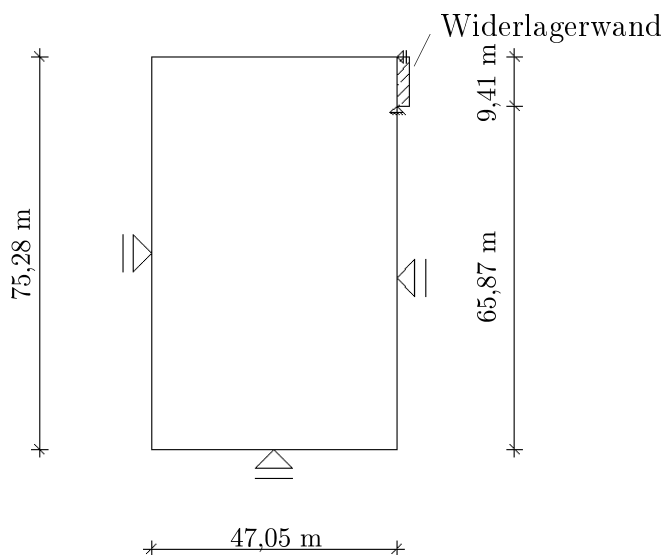


Abbildung 7.2: Darstellung des vereinfachten Grundmodells aus [57], Maße auf Grundlage des Großversuches aus Kapitel 10

Mit dem vereinfachten Grundmodell werden einige Varianten untersucht um u. a. die Elementgröße des FE-Netzes für die endgültige Berechnung festzulegen. Außerdem kann mit diesem Modell ein erster Eindruck über die Bodenreaktionen resultierend aus der zyklischen Beanspruchung im aktiven und passiven Zustand gewonnen werden. Aus diesen Ergebnissen lassen sich Größenordnungen der zu erwartenden Spannungen des Gesamtmodells ableiten. Zusätzlich können diese Spannungen für die Bestimmung des spannungsabhängigen Reibungswinkel φ verwendet werden, welcher für den K_0 -Zustand benötigt wird. Mit diesen Ergebnissen kann ein erster Abgleich mit dem mobilisierten Erddruck

nach VOGT angestellt werden. Bei der Berechnung des vereinfachten Grundmodells werden vor der Berechnung des Gesamtmodells einige Annahmen getroffen. Die Lagerung der Widerlagerwand im vereinfachten Grundmodell ist bereits auf eine Drehung der Wand um den Fußpunkt ausgelegt, die auch in diesem ersten Modell als Bewegungsart betrachtet wird. Eine genaue Berechnung der Gesamtsituation erfolgt im Kapitel 7.2.4.

Der Betrag der Kopfpunktverschiebung wird analog zur RE-ING [10] bestimmt und lautet für die jeweilige Stellung des Bauwerks:

Sommerstellung (31°K)

$$s_p = 0,012[\%] \cdot 31^\circ\text{K} \cdot 51,5\text{m} \cdot 0,5 = 0,009579\text{ m} \approx 1\text{ cm} \quad (7.1)$$

Winterstellung (-30°K)

$$s_a = 0,012[\%] \cdot -30^\circ\text{K} \cdot 51,5\text{m} \cdot 0,5 = -0,00927\text{ m} \approx -1\text{ cm} \quad (7.2)$$

Für die Berechnung der Kopfpunktverschiebungen wurde die Spannweite der Brücke einschließlich Dicke der Widerlagerwand (vgl. Großversuch im Kapitel 10) von 51,5 m verwendet. Die Indizes der Gleichungen 7.1 und 7.2 bedeuten passiv für die passive Erddruckmobilisierung im Sommer und aktiv für die aktive Erddruckmobilisierung im Winter, vgl. Abbildung 7.3.

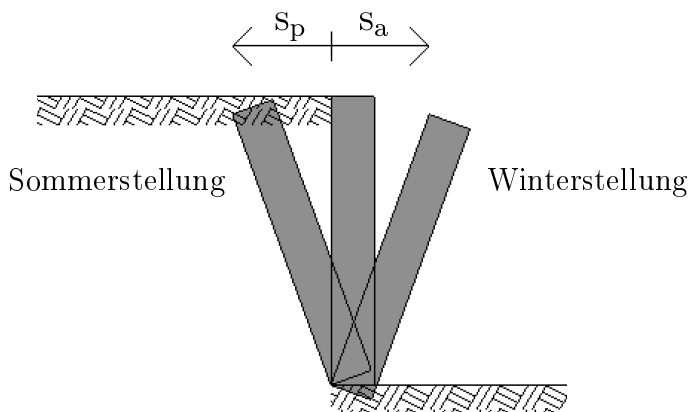


Abbildung 7.3: Definition der Wandbewegungsrichtungen aus [57]

Da die Hinterfüllung auf 100 % Proctordichte verdichtet werden soll und muss, handelt es sich bei dem untersuchten Boden um einen dichten Sand, dessen bezogene Lagerungsdichte zu $I_D = 0,8$ für alle Materialmodelle angenommen wird. Außerdem wird für die Hinterfüllung im Gegensatz zum Bauprojekt eine homogene Schichtung des Bodens angenommen. In der Praxis wird die Hinterfüllung keilförmig unter einem Winkel von ca. 45° aufgebaut.

Die Kontaktfläche zwischen Wand und Hinterfüllung wird als reibungsfrei definiert, um ein „Aufhängen“ des Bodens an der Wand zu verhindern. Der Initialspannungszustand wird als Erdruchdruck unter Verwendung des Erdruchdruckbeiwerts von $K_0 = 0,5$ berechnet. Im Folgenden wird für die Wandverschiebung definiert:

- Um etwaige Durchbiegungen der Widerlagerwand zu verhindern wird die Steifigkeit der Wand hoch angesetzt. Vereinfacht wird der E-Modul auf ∞ festgelegt.
- Der Wandfuß ist als unverschiebliches Lager modelliert und bildet für die Wand das horizontale und vertikale Auflager.

7.2.3 Erweitertes Modell

Das erweiterte Modell wird analog zu Abbildung 7.1 erstellt. Die Brücke bzw. die Widerlagerwand wird auch im erweiterten Modell durch eine senkrechte Wand modelliert, die sich um den Fußpunkt dreht. Der Unterschied zum vereinfachten Grundmodell ist die Modellierung des Untergrundes sowohl unterhalb der Brücke als auch unterhalb des Hinterfüllmaterials. In diesem Modell wird vereinfacht davon ausgegangen, dass die Bodenschicht hinter dem Widerlager nicht in der Höhe verspringt, denn beim Bauprojekt wird die Hinterfüllung keilförmig eingebaut. Die gesamte Bodenschicht unterhalb der Hinterfüllung wird als isotrop und mit einer gewählten Steifigkeit aus dem geotechnischen Bericht modelliert (s. u.). Das erweiterte Modell dient dazu, den Einfluss des gewachsenen Bodens unterhalb der Hinterfüllung zu untersuchen und mögliche Auswirkungen auf die Interaktion zwischen Wand und Hinterfüllung darzustellen. In der folgenden Abbildung wird das erweiterte Modell mit den jeweiligen Randbedingungen grafisch dargestellt.

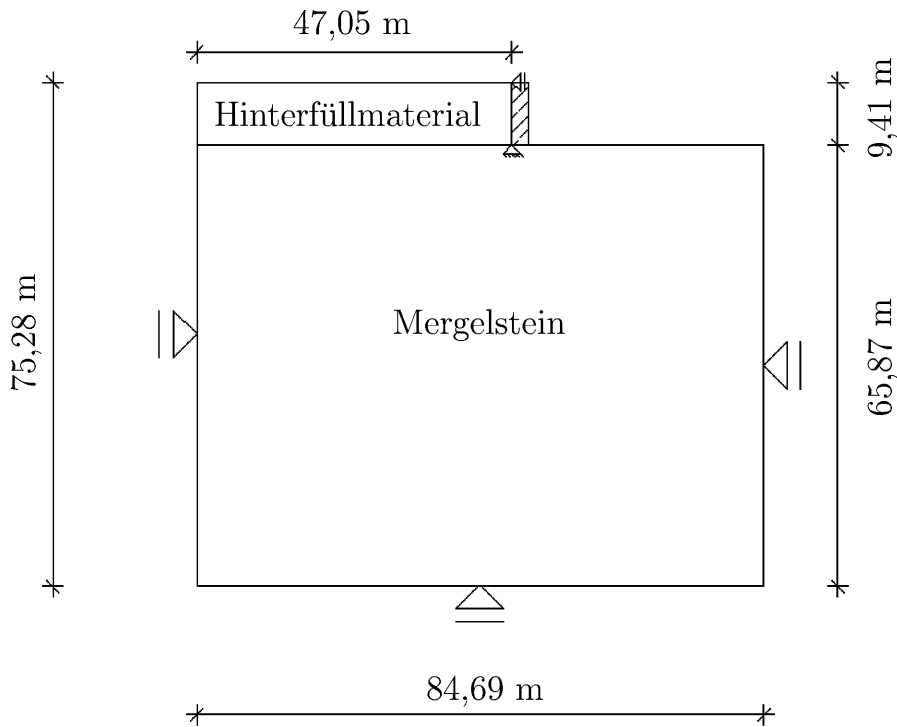


Abbildung 7.4: Abmessungen des erweiterten Modells aus [57]

Außerdem werden für das erweiterte Modell folgende Annahmen getroffen:

- Die Widerlagerwand besitzt eine hohe Rauigkeit und es bildet sich eine gekrümmte Gleitfläche. Aus [45] ergibt sich bei einem Reibungswinkel $\varphi \geq 30^\circ$ ein Wandreibungswinkel von $\delta = 27,5^\circ$. Der Reibungskoeffizient zwischen Wand und Boden bestimmt sich zu:

$$\mu = \tan(\delta) = 0,52 \quad (7.3)$$

- Die Bodenschicht unterhalb der Hinterfüllung wird mit einem linear-elastischen Stoffmodell abgebildet.
- Die Steifigkeit des Mergelgesteins wurde dem geotechnischen Bericht für das Bauwerk entnommen. Es wurde der obere Grenzwert einer Wiederbelastung als möglichst hohe Steifigkeit gewählt. Für die Bodenschicht wurden folgende Parameter eingestellt:
 - $E = 375.000 \text{ kN/m}^2$
 - $\nu = 0,25$
 - $K_0 = 0,4264$
 - $\gamma = 23 \text{ kN/m}^2$

7.2.4 Gesamtmodell

Im Gesamtmodell wird das Brückenbauwerk als gesamte Einheit mit Widerlagerwand und Überbau in Abaqus abgebildet, um die Verformungsart der Fußpunktdrehung zu bestätigen. Hierbei werden nicht nur die Hinterfüllung und der Untergrund in dem Modell dargestellt, sondern auch die Anfüllung des Fundaments, um den Endzustand des Bauwerks abzubilden. Das Gesamtmodell ist in Abbildung 7.5 grafisch dargestellt.

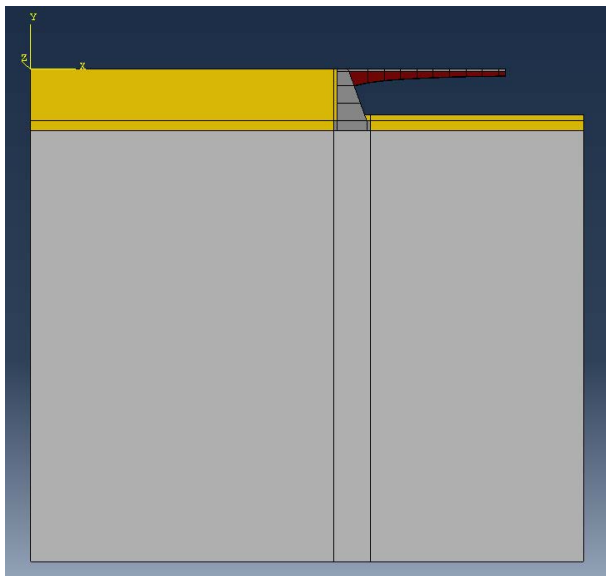


Abbildung 7.5: Darstellung des Gesamtmodells in 2D aus [57]

Das Gesamtmodell dient nicht zur Ermittlung der Erddrücke und Setzungen, sondern wird lediglich zur Verifizierung der Verformungsart des Widerlagers herangezogen. Dazu wird der Überbau der Brücke mit den Temperaturen aus [10] belastet und das Verformungsbild des Modells betrachtet. Aus den Verformungen in horizontaler Richtung ist eine maximale Kopfauslenkung des Widerlagers von $s = 0,01$ m zu erkennen, welche auch in den Gln. 7.1 und 7.2 in dieser Größenordnung berechnet wird.

Daher wird bei allen anderen Modellen aus den Kapiteln 7.2.2 und 7.2.3 mit einer Fußpunktdrehung gerechnet. Die Kopfauslenkung beträgt dabei $s = 0,01$ m.

7.3 Berechnungsergebnisse des erweiterten Modells

7.3.1 Übersicht zur Auswertung

Um möglichst genaue Ergebnisse zu bekommen, sind unterschiedliche Einflussfaktoren im Vorfeld untersucht worden. Dazu zählt z. B. die Elementgröße im FE-Netz. Je feiner das Netz und entsprechend kleinere Elemente erstellt werden, desto umfangreicher fallen auch die Berechnungsergebnisse aus. Es wurden Elementabmessungen von 0,1 bis 2,0 m untersucht. Bei einer Höhe der Widerlagerwand von knapp 10,0 m ergeben sich über die Höhe verteilt 5 bis 100 Elemente entlang der Wand. Die Genauigkeit der Erddruckverläufe in Abhängigkeit der Elementgröße ist exemplarisch in Abbildung 7.6 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass ab einer Elementgröße von 0,5 m keine wesentlichen Änderungen mehr in den Erddruckverläufen auftreten. Zwar ist der Erddruckverlauf mit der Elementgröße von 0,1 m glatter, verursacht allerdings auch eine wesentlich höhere Berechnungszeit. Die Elementgröße kann aufgrund des geringen Einflusses zum Rand hin stetig vergrößert werden, womit eine Verringerung der Rechenzeit erreicht wird.

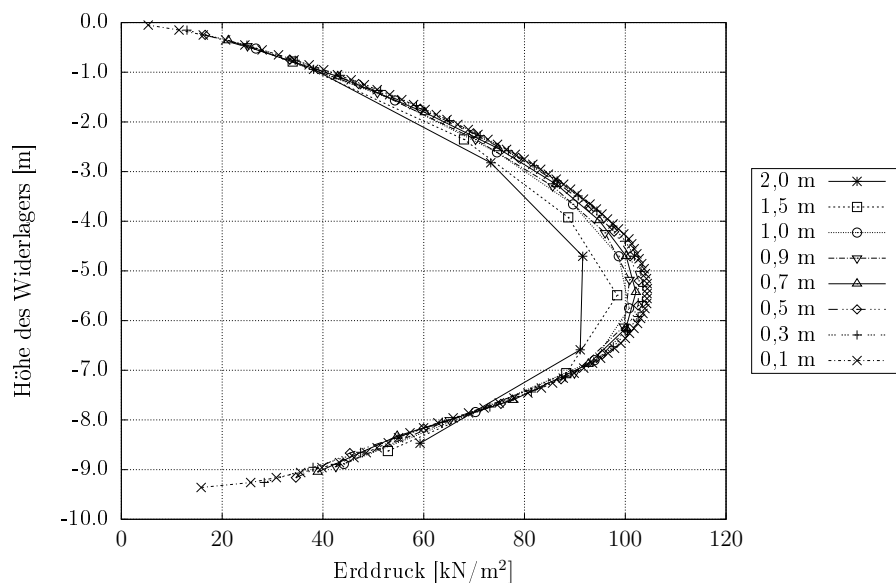


Abbildung 7.6: Genauigkeit der Erddruckverläufe in Abhängigkeit von der Elementgröße

7.3.2 Hardening Soil (HS)

In diesem Kapitel sind die Berechnungsergebnisse der 20 Jahreszyklen dargestellt, die unter Verwendung des Hardening-Soil Stoffmodells erzielt wurden. Abbildung 7.7 enthält sowohl die Erddrücke der Winter- als auch der Sommerstellungen der Widerlagerwand sowie den Erdruehdruk zu Beginn der Zyklen und den Erddruck der Ausgangsstellung

nach den 20 Jahreszyklen (Frühling 20). In den Abbildungen 7.8 und 7.9 sind dieselben Erddruckverläufe getrennt nach Sommer- und Winterstellung dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass der mobilisierte passive Erddruck in der ersten Sommerstellung noch unter den jeweils folgenden Sommerstellungen liegt. Um den passiven Erddruck aufgrund der zuvor ermittelten Widerlagerverschiebungen zu mobilisieren, sind folglich ein paar Zyklen notwendig. Dies spiegelt sich letztendlich auch im Vergleich der Erddruckresultierenden in Abbildung 7.10 wider, da im ersten Jahr noch eine kleinere Erddruckresultierende ermittelt wird. Die darauffolgenden Zyklen rufen in etwa immer dieselbe Erddruckkraft hervor. Auch die Erddruckresultierenden in den jeweiligen Winterstellungen sind über den Verlauf der Zyklen ungefähr identisch. Die Differenz zwischen aktiver und passiver Erddruckresultierenden beträgt ungefähr 350 kN. Um den aktiven Erddruck zu mobilisieren ist nur ein Zyklus notwendig.

Ein Vergleich der Erddruckverläufe mit den analytisch ermittelten Erddruckmobilisierungen erfolgt in Kapitel 7.3.6.

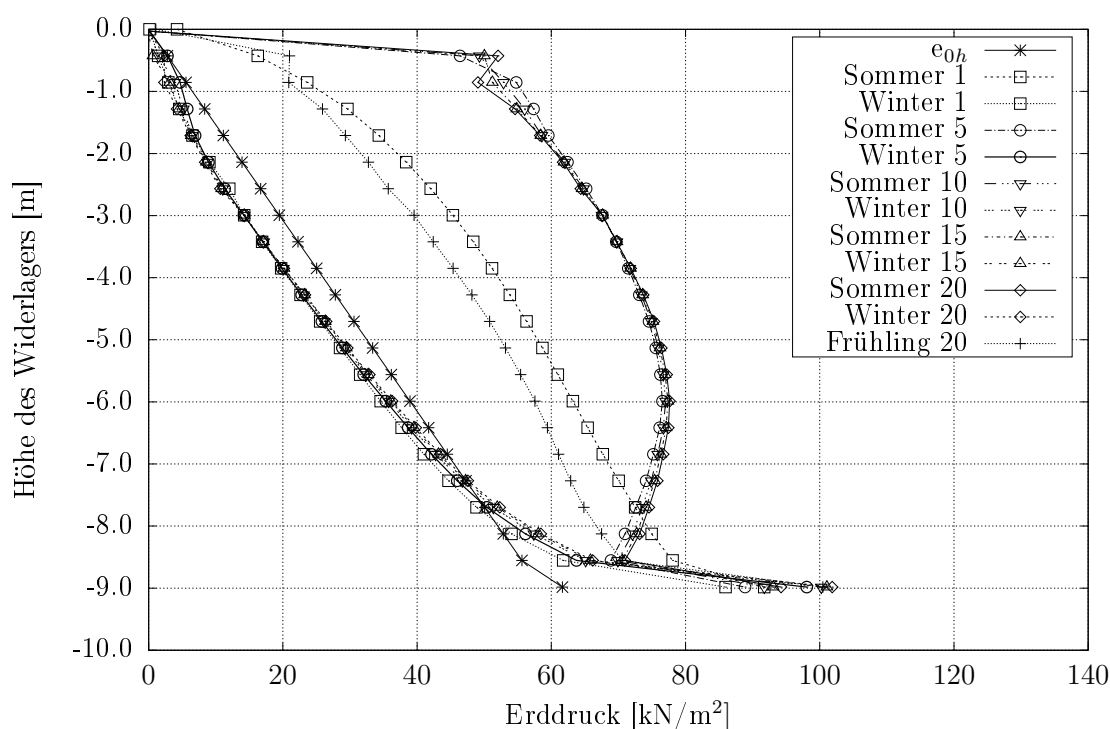


Abbildung 7.7: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Hardening Soil

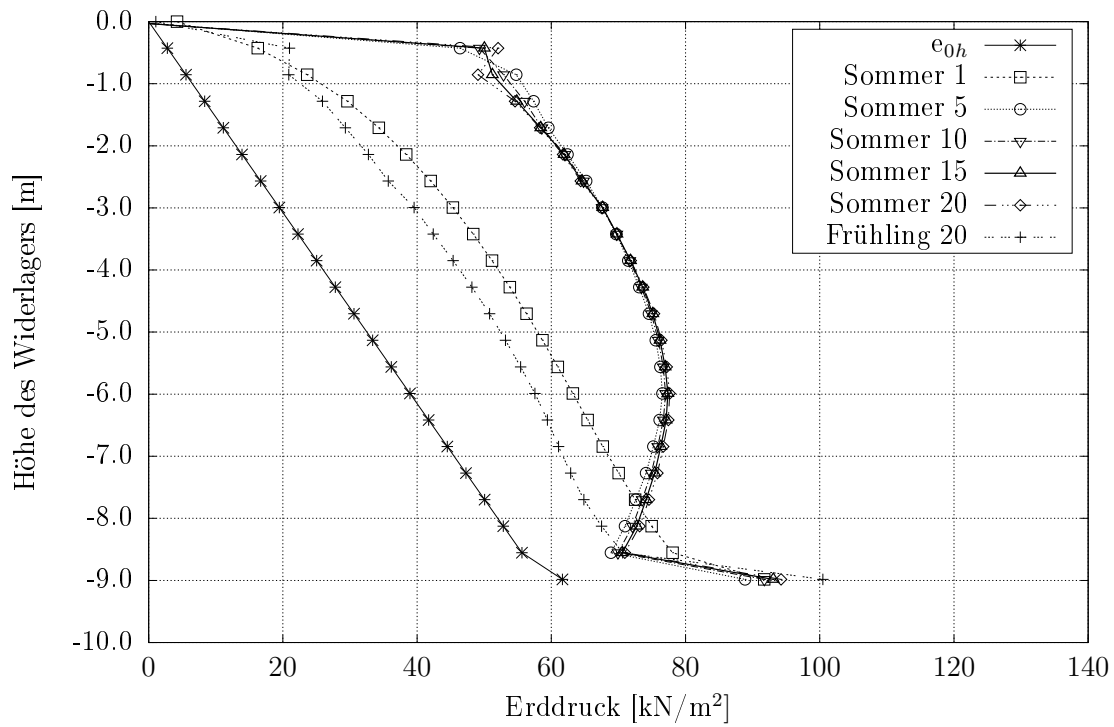


Abbildung 7.8: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Hardening Soil

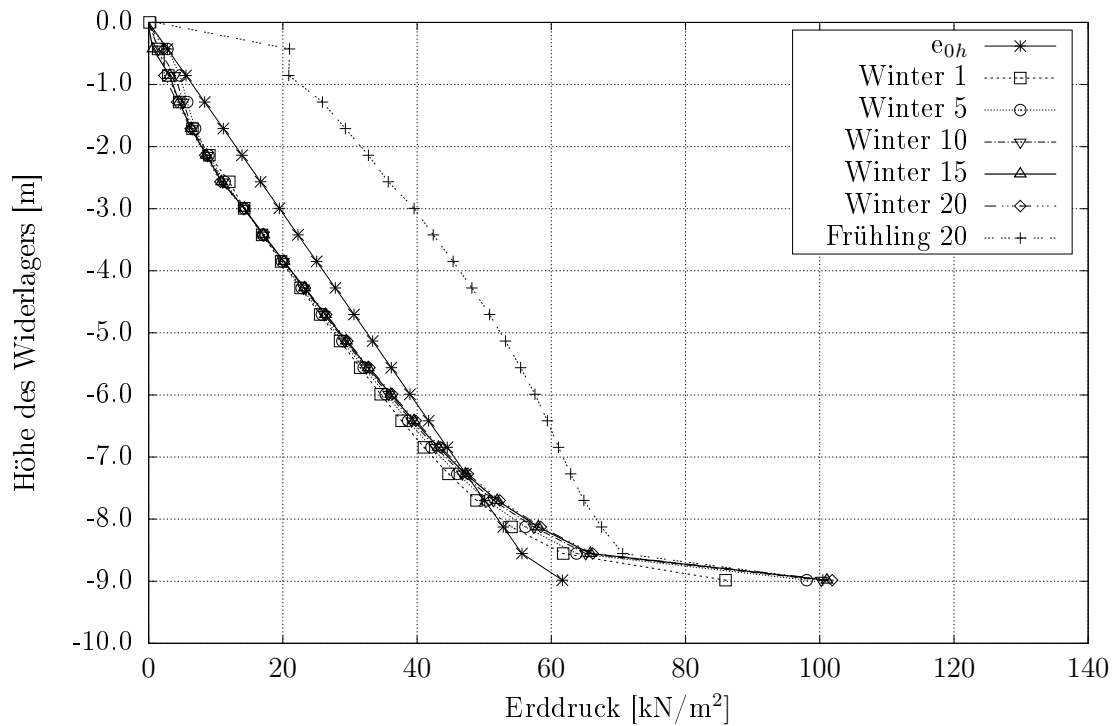


Abbildung 7.9: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Hardening Soil

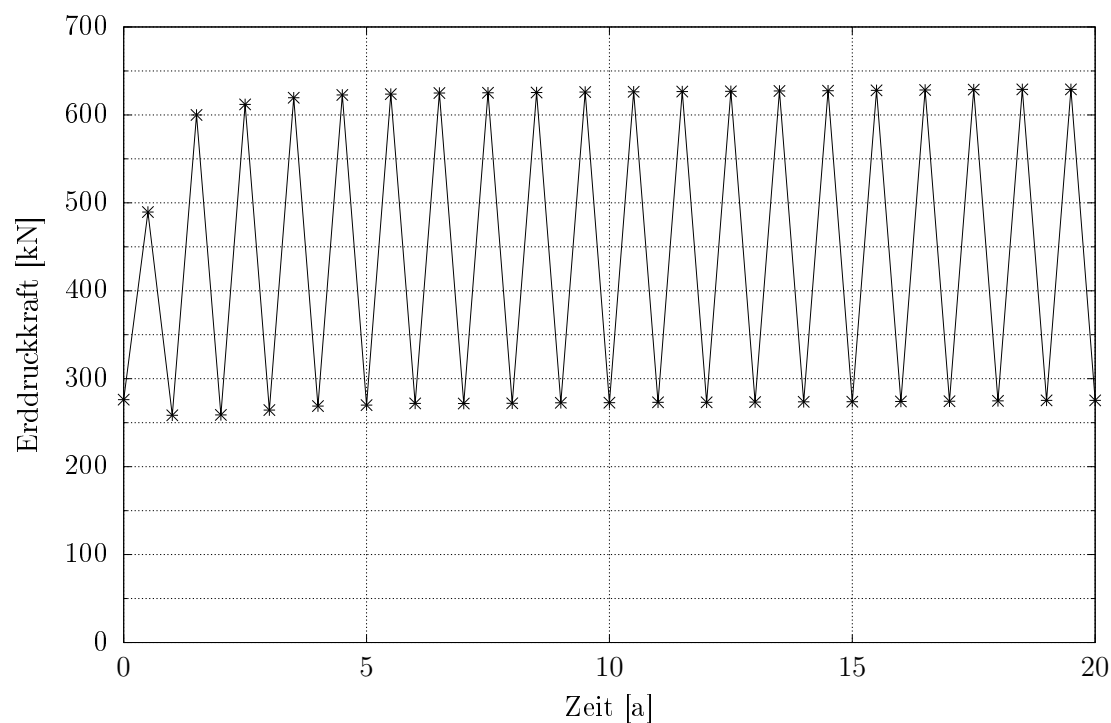


Abbildung 7.10: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Hardening Soil

In Abbildungen 7.11 bis 7.13 sind Setzungsverläufe in Abhängigkeit der Entfernung zur Wand dargestellt. Zur besseren Übersichtlichkeit auch getrennt für die jeweiligen Sommer- und Winterstellungen. Dabei fällt auf, dass die maximalen Setzungen zu Beginn der Zyklen verzeichnet werden und sich mit fortschreitender Zyklenanzahl verringern, bzw. sogar Hebungen in den Sommerstellungen eintreten. Dies ist ebenso in Abbildung 7.14 zu erkennen, in der die Setzungen in bestimmten Punkten über die Zeit dargestellt sind. Die Punkte liegen jeweils in der Geländeoberkante mit den Abständen 2 m, 4 m und 6 m zur Widerlagerwand. Zu Beginn der Zyklen ist eine Zunahme der Setzungen zu erkennen, die nach dem dritten Sommerzyklus stetig abnehmen und teilweise zu Hebungen führen. Die Hebungen des Hinterfüllmaterials treten allerdings ausschließlich im Bereich der Widerlagerwand auf, bzw. im Bereich einer möglichen Übergangskonstruktion.

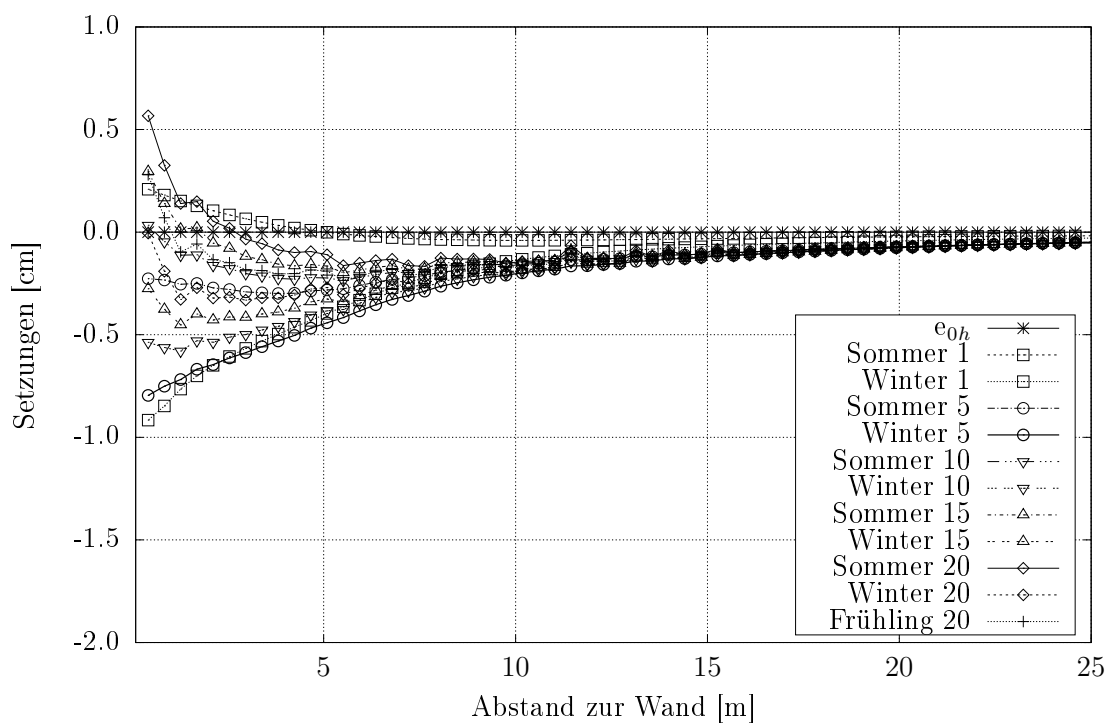


Abbildung 7.11: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Hardening Soil

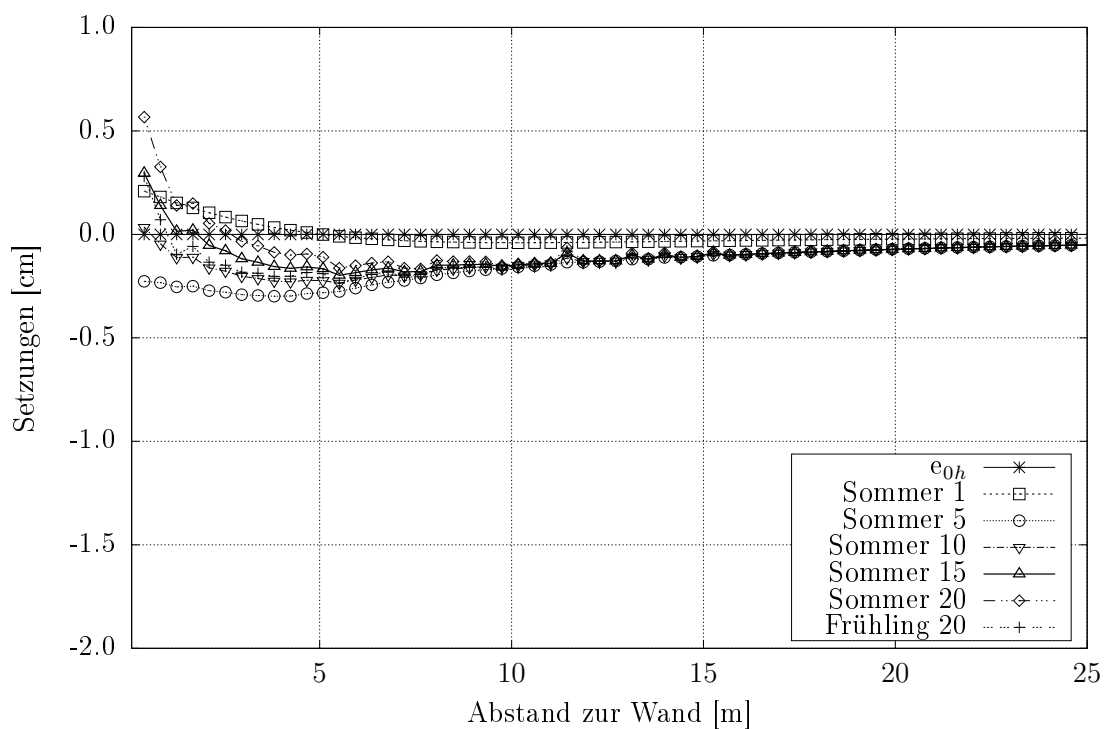


Abbildung 7.12: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Hardening Soil

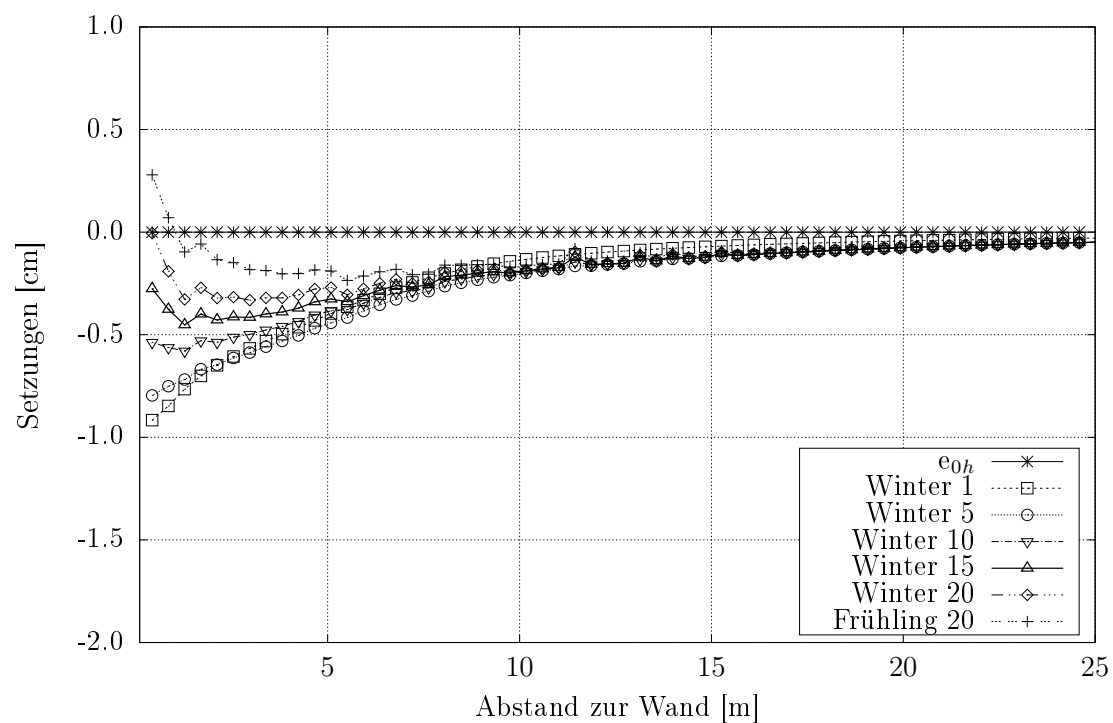


Abbildung 7.13: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Hardening Soil

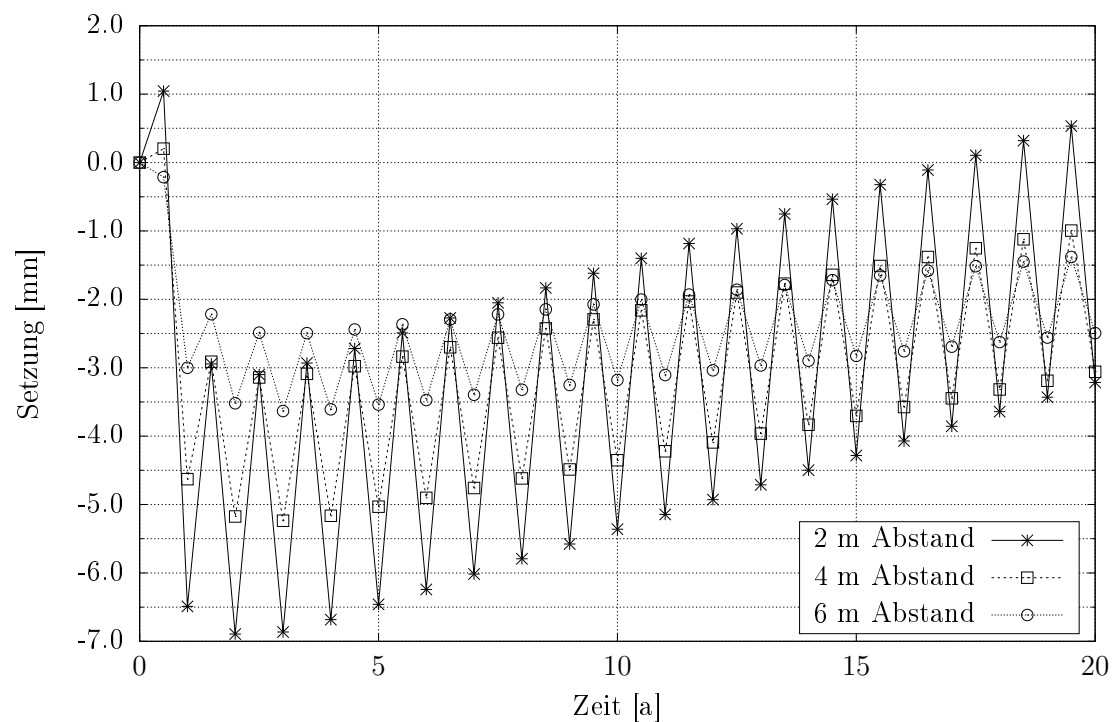


Abbildung 7.14: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Hardening Soil

7.3.3 Hypoplastizität

Auch unter Verwendung der Hypoplastizität sind 20 Jahreszyklen berechnet worden. Die Erddruckverläufe ähneln denen des HS-Modells, der Erddruck in geringer Tiefer ist jedoch kleiner. In Abbildung 7.16 ist zu erkennen, dass zur Mobilisierung des passiven Erddrucks mehrere Zyklen benötigt werden, um über den weiteren Verlauf konstant zu bleiben. Auffällig ist, dass die Erddruckverläufe in den Winterzyklen (aktiver Fall) größtenteils größer als der Erdruchdruck sind, sodass auch im Winter bei negativer Wandverschiebung der passive Erddruck mobilisiert wird. Die Entwicklung der Erddruckresultierenden ist in Abbildung 7.18 dargestellt. Im aktiven und auch im passiven Fall werden einige Zyklen benötigt, bis die Erddruckkraft ein konstantes Level erreicht. Die Differenz der Erddruckkräfte beträgt bei der Hypoplastizität ca. 150 kN. Bildet man die Erddruckresultierende des Erdruchdrucks ($E_0 \cong 283 \text{ kN}$) fällt auf, dass diese stets unterhalb der Erddruckresultierenden im Winter liegt (untere Werte in Abbildung 7.18).

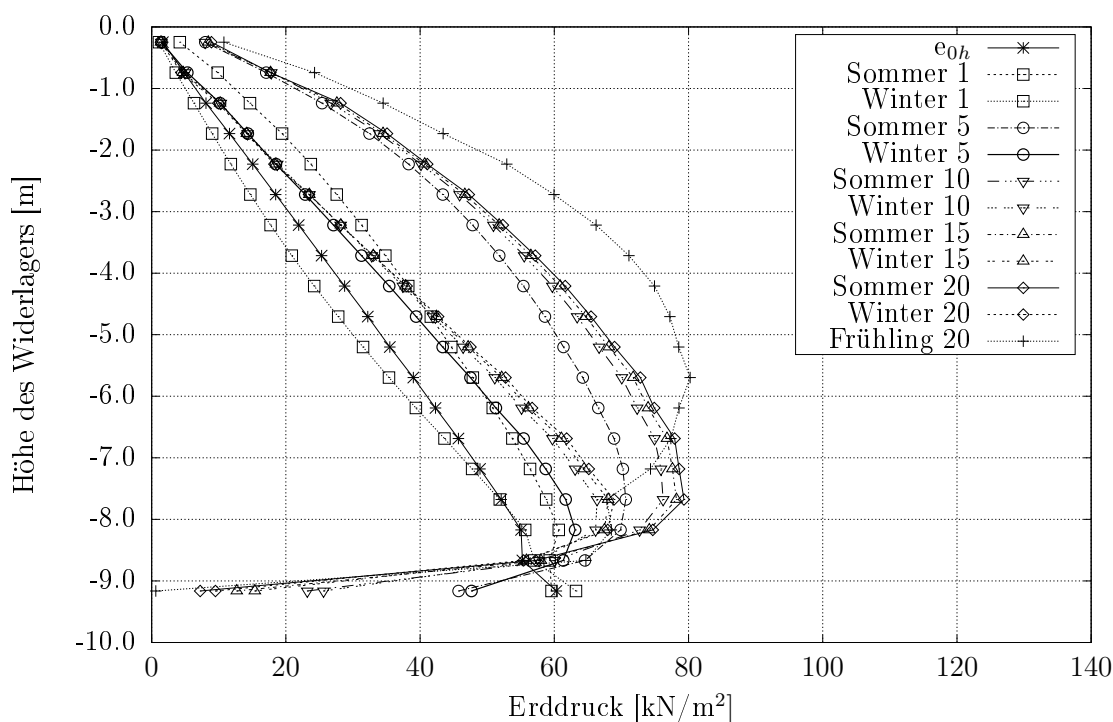


Abbildung 7.15: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

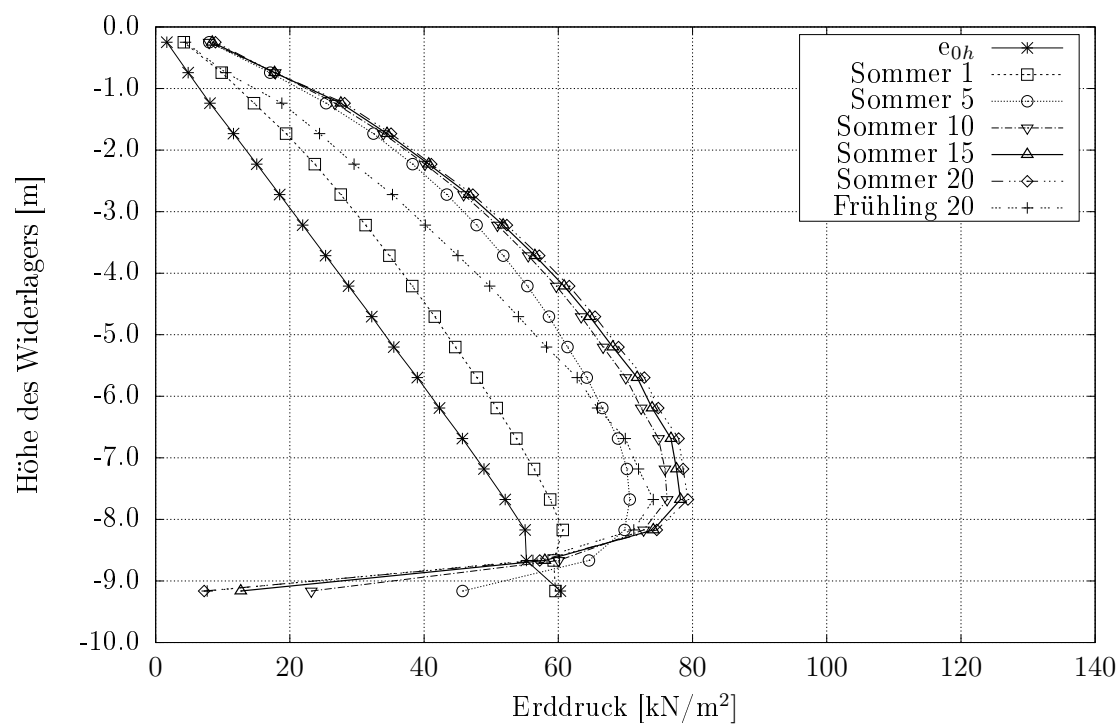


Abbildung 7.16: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

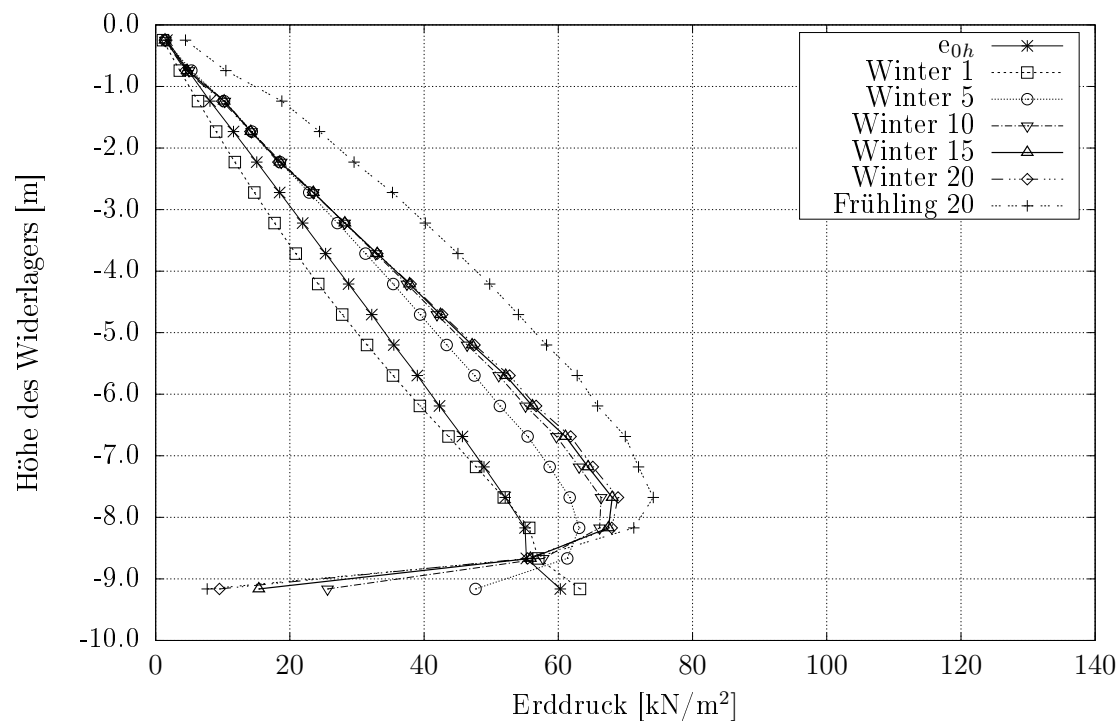


Abbildung 7.17: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

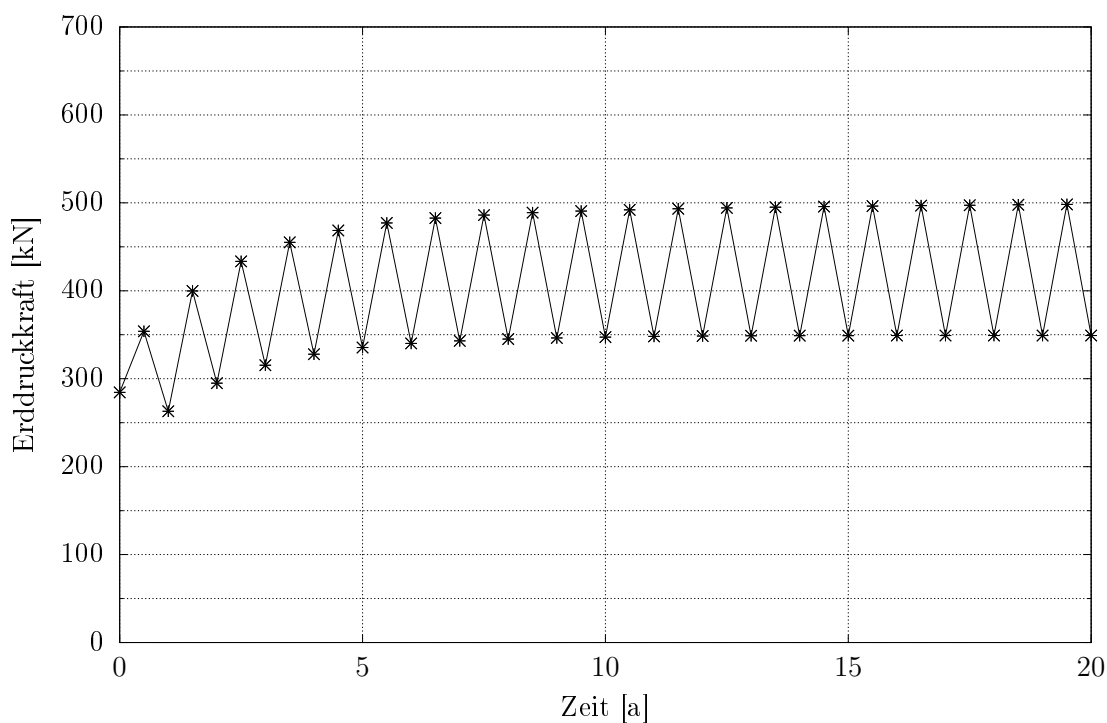


Abbildung 7.18: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

Bei der Betrachtung der Setzungsverläufe fällt auf, dass diese über den zeitlichen Verlauf der Zyklen stetig zunehmen und wesentlich größere Setzungen berechnet werden als beim HS Stoffmodell. Auch in Abbildung 7.22 wird dies nochmals deutlich. Ein Abklingen der Setzungen nach mehreren Zyklen ist daraus nicht ersichtlich, es ist anzunehmen, dass beispielsweise bei weiteren 10 Zyklen die Setzungen abermals zunehmen würden.

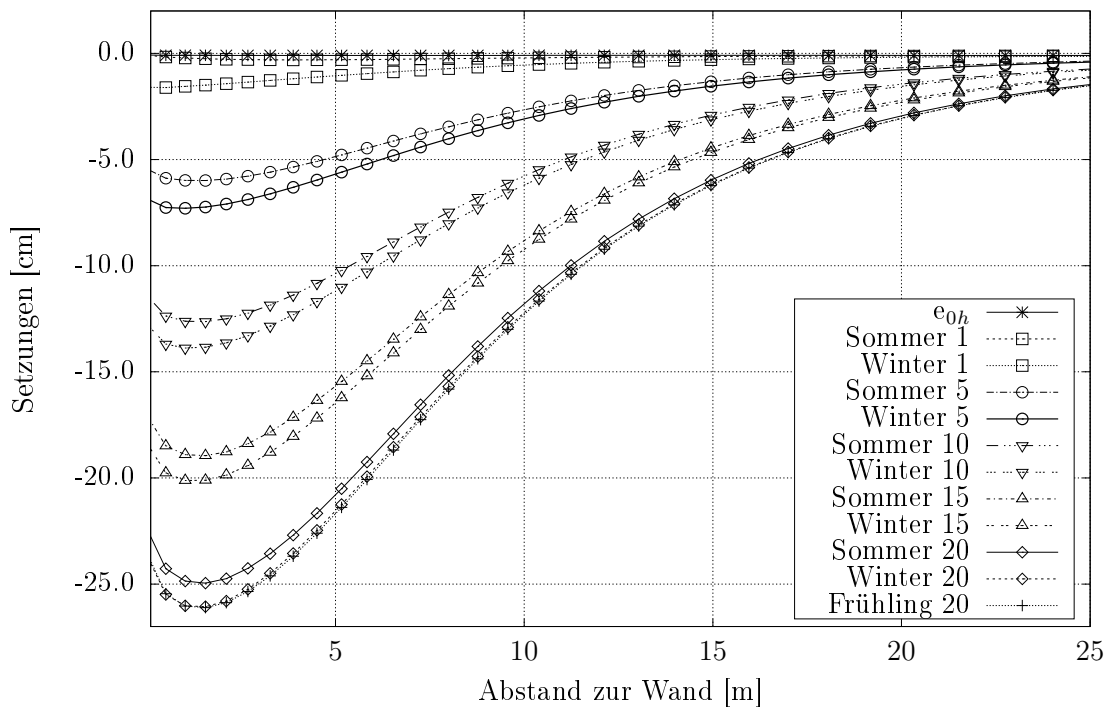


Abbildung 7.19: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

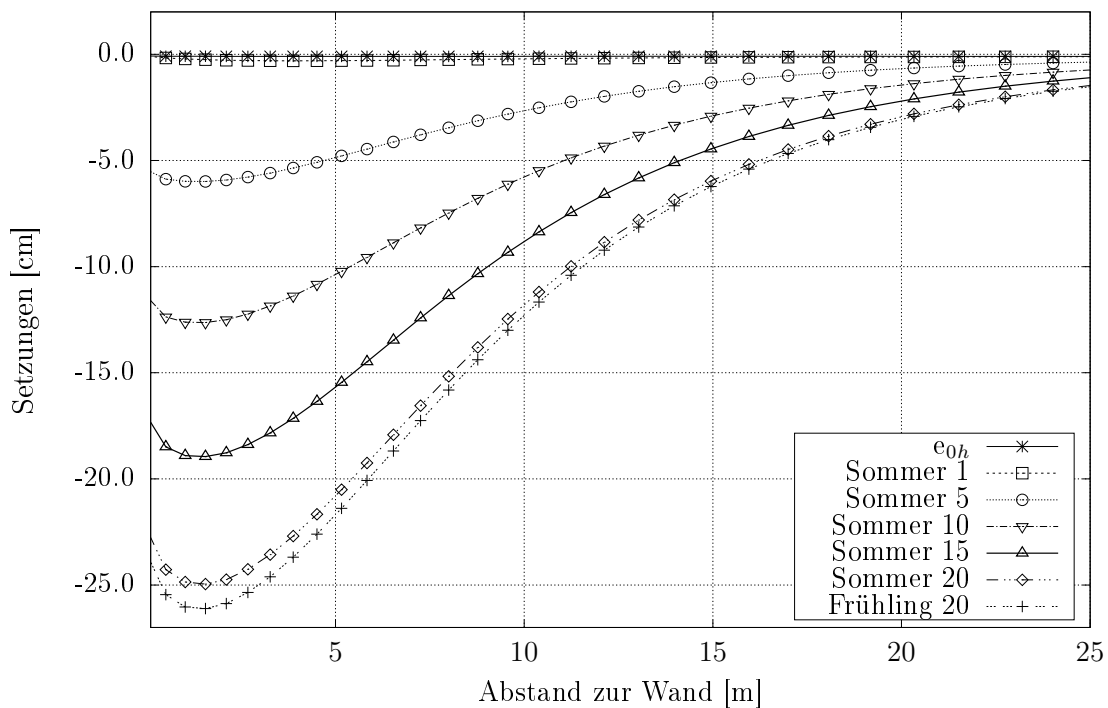


Abbildung 7.20: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

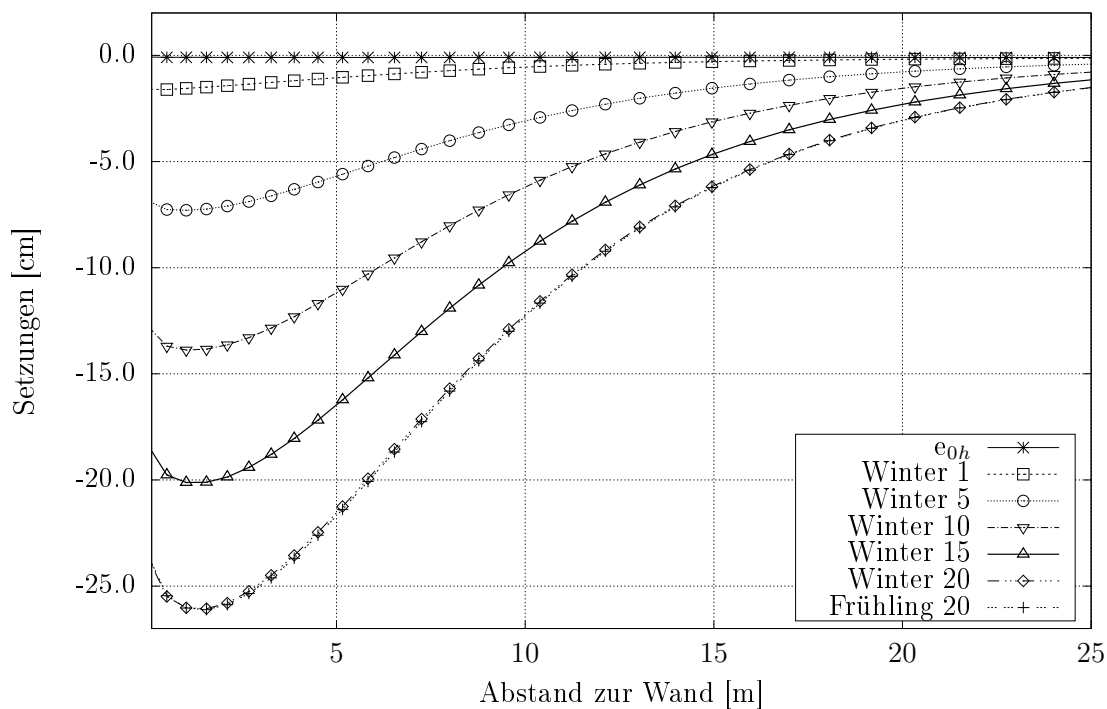


Abbildung 7.21: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

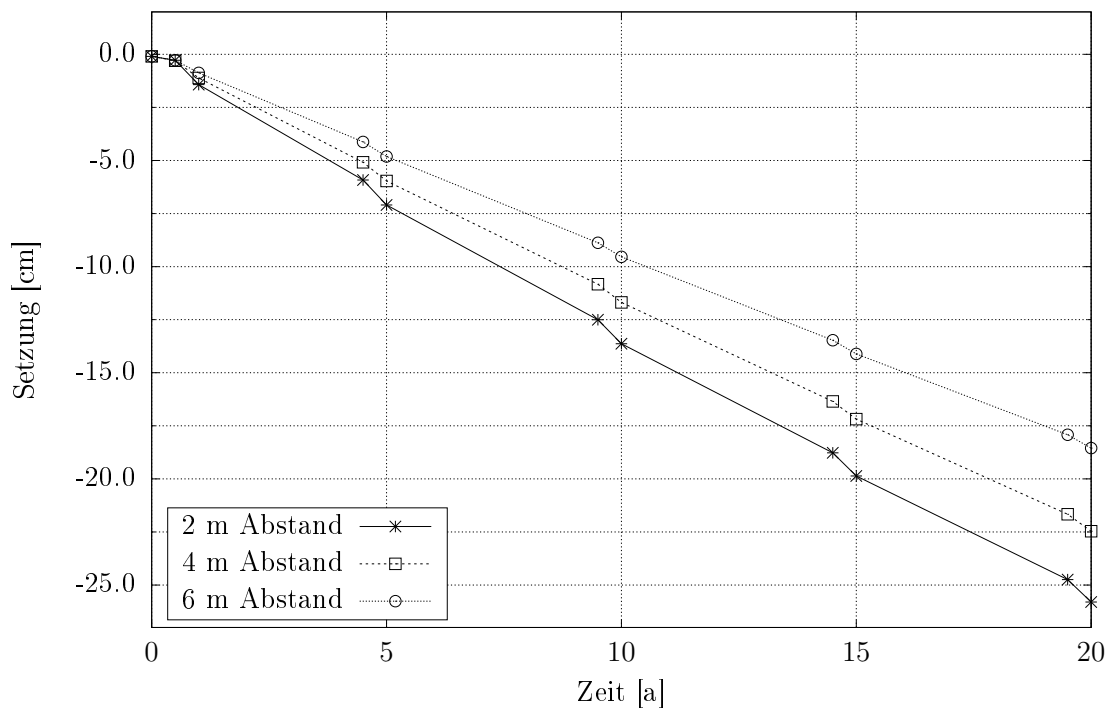


Abbildung 7.22: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung, Sand 2

7.3.4 Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (ID)

In diesem Kapitel sind die Erddruckverläufe des Stoffmodells Hypoplastizität mit der Erweiterung der intergranularen Dehnung dargestellt. Die Erddrücke in den Sommerstellungen sind betragsmäßig größer als bei der Hypoplastizität ohne ID. Außerdem sind mehr Zyklen erforderlich, um eine einigermaßen gleichbleibende Erddruckverteilung in der Sommerstellung zu erreichen. Dies kann außerdem in Abbildung 7.26 beobachtet werden. Die Differenz der Erddruckresultierenden beträgt bei diesem Stoffmodell ca. 400 kN und ist damit wesentlich größer als bei der Hypoplastizität ohne ID. Auch bei der Winterstellung fällt auf, dass die Erddruckverläufe gegen Ende des betrachteten Zeitraums größer als der Erdruhedruckverlauf sind. Die Resultierende des Erdruhedrucks berechnet sich zu $E_0 \cong 253 \text{ kN}$, nach ca. acht Wintern wird dieser Wert durch die Erddruckverläufe leicht überschritten (vgl. Abbildung 7.26).

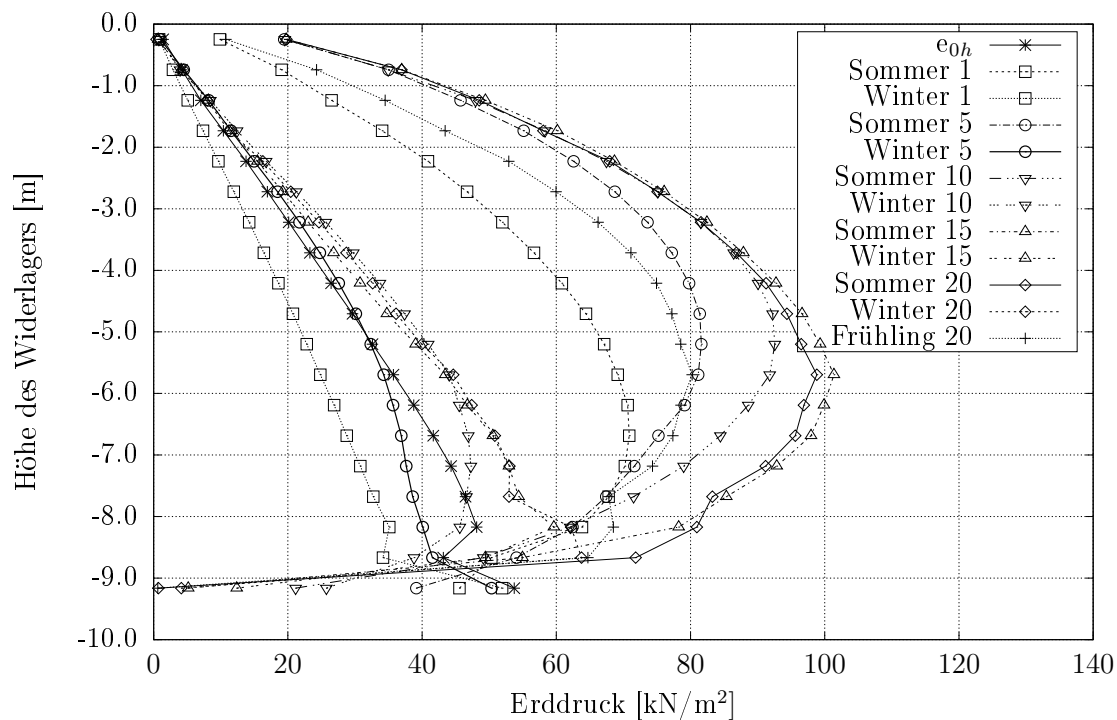


Abbildung 7.23: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

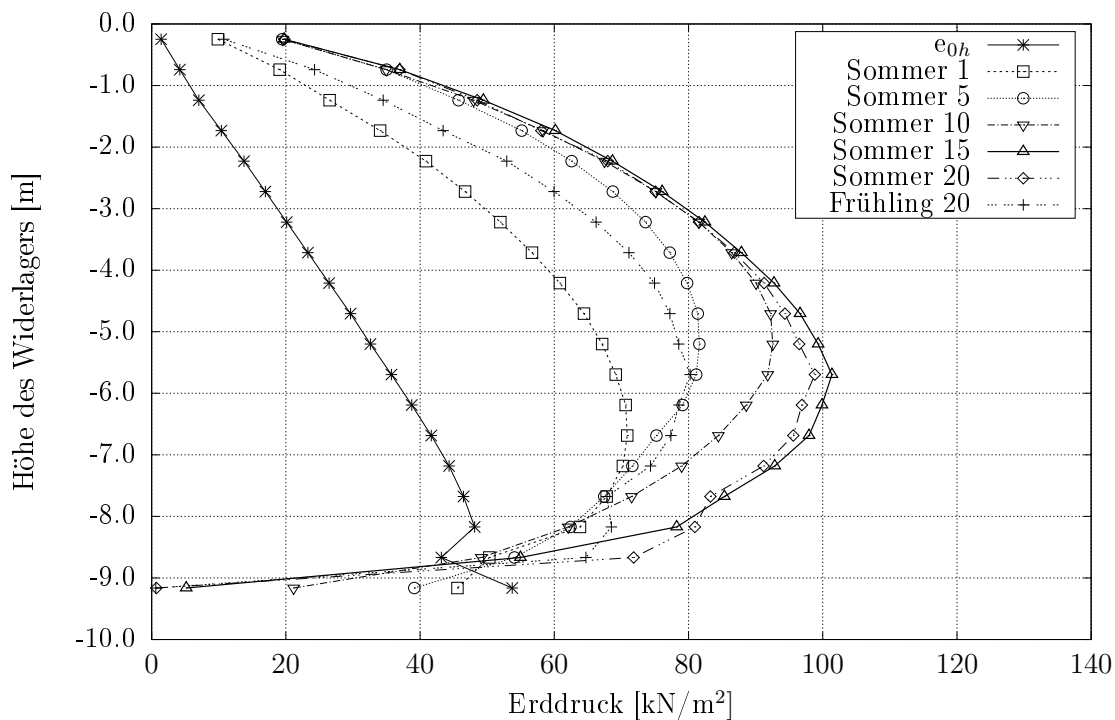


Abbildung 7.24: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

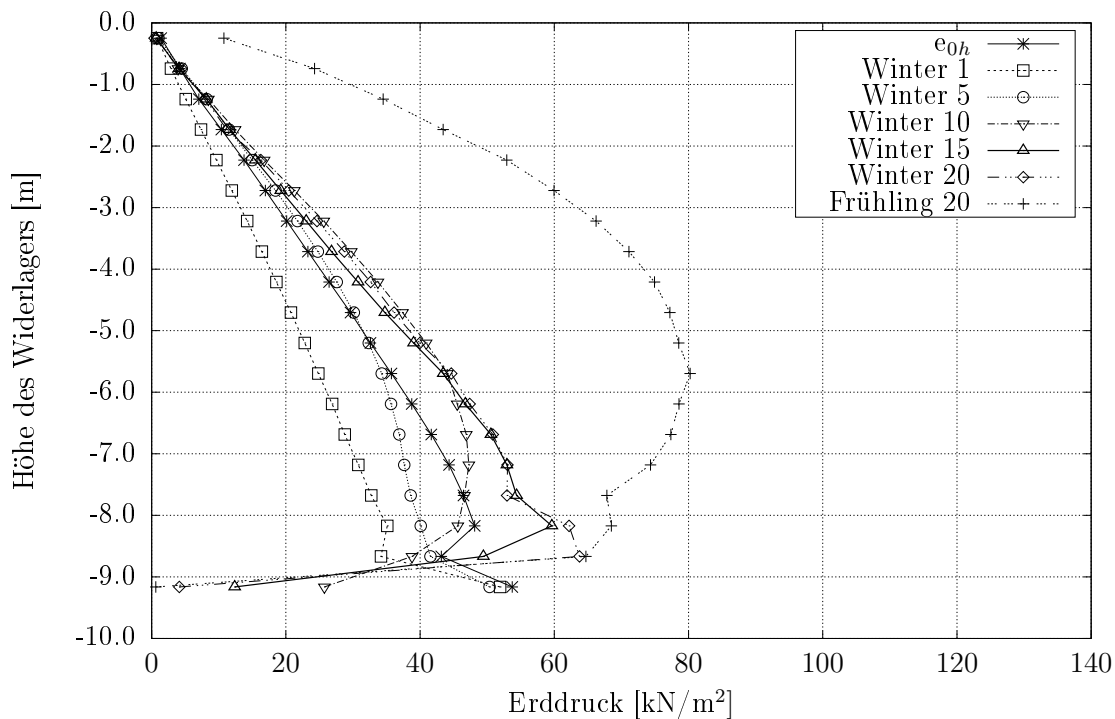


Abbildung 7.25: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

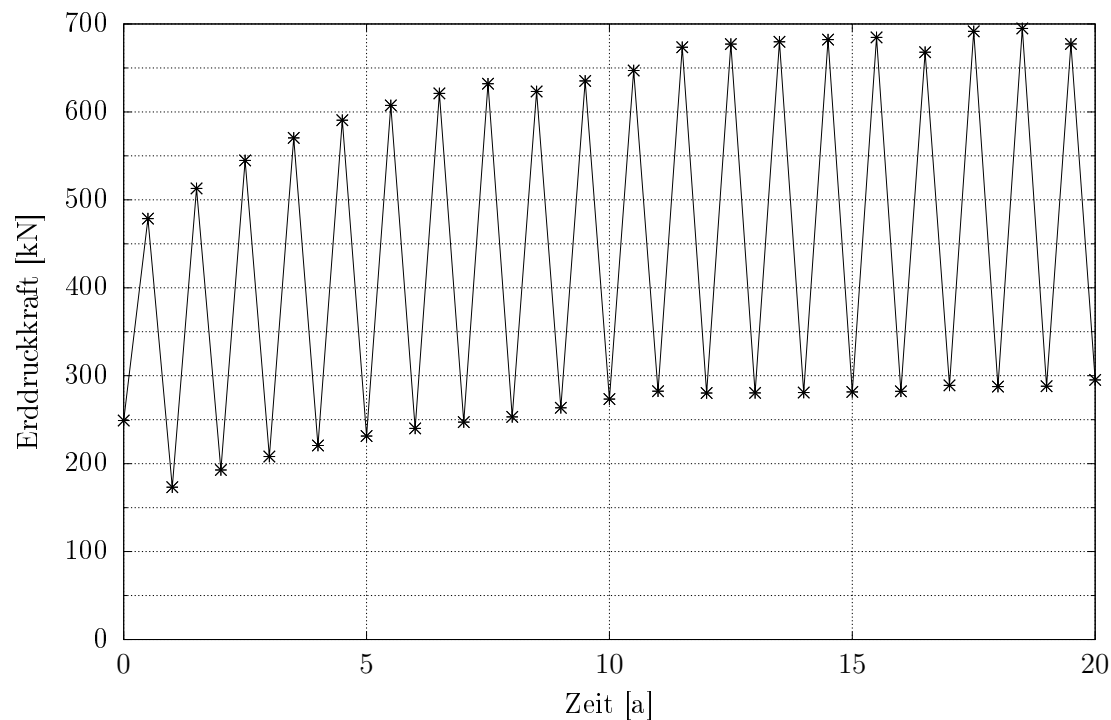


Abbildung 7.26: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

Die Setzungsverläufe sind in den folgenden Abbildungen zusammen und jeweils getrennt für die Sommer- und Winterstellungen der Widerlagerwand dargestellt. Es ist wieder eine stetige Zunahme der Setzungen im Verlauf der Jahreszyklen zu verzeichnen, dies zeigt auch Abbildung 7.30. Jedoch reagiert das Stoffmodell durch die Erweiterung der intergranularen Dehnung steifer, somit sind auch die Setzungen im Vergleich wesentlich kleiner. Auch der Einflussbereich von den Verschiebungen der Wand ist deutlich geringer. Bei einem Abstand von ca. zehn Metern von der Widerlagerwand ist keine Auswirkung der Zyklen im Setzungsverlauf bemerkbar.

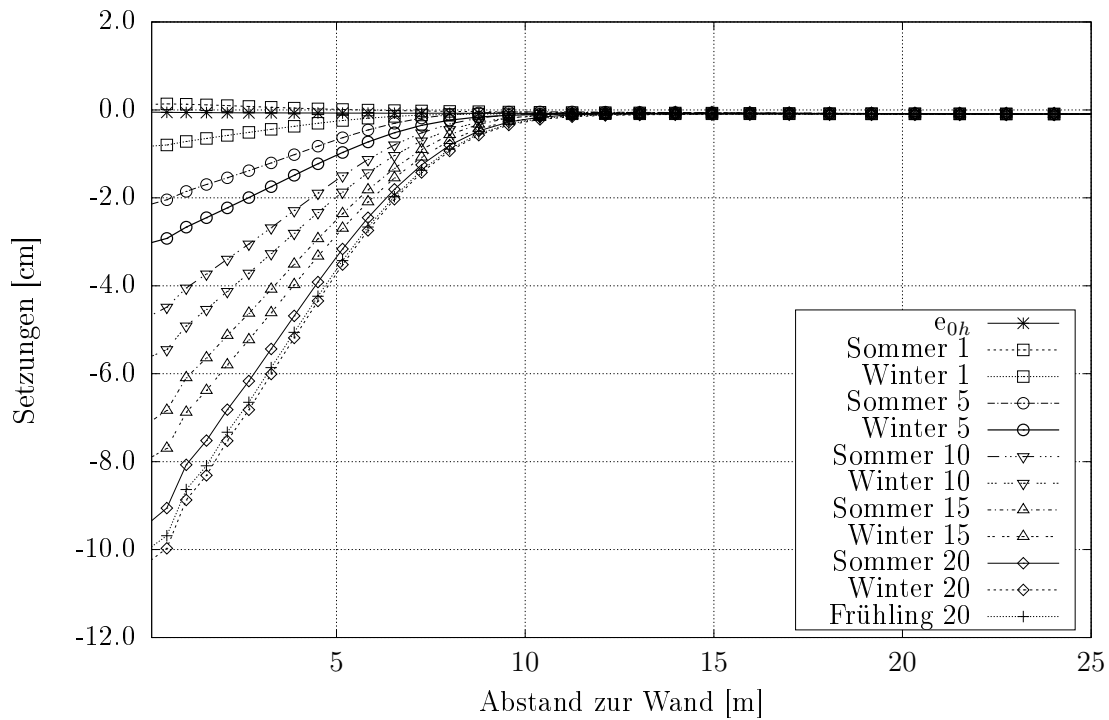


Abbildung 7.27: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

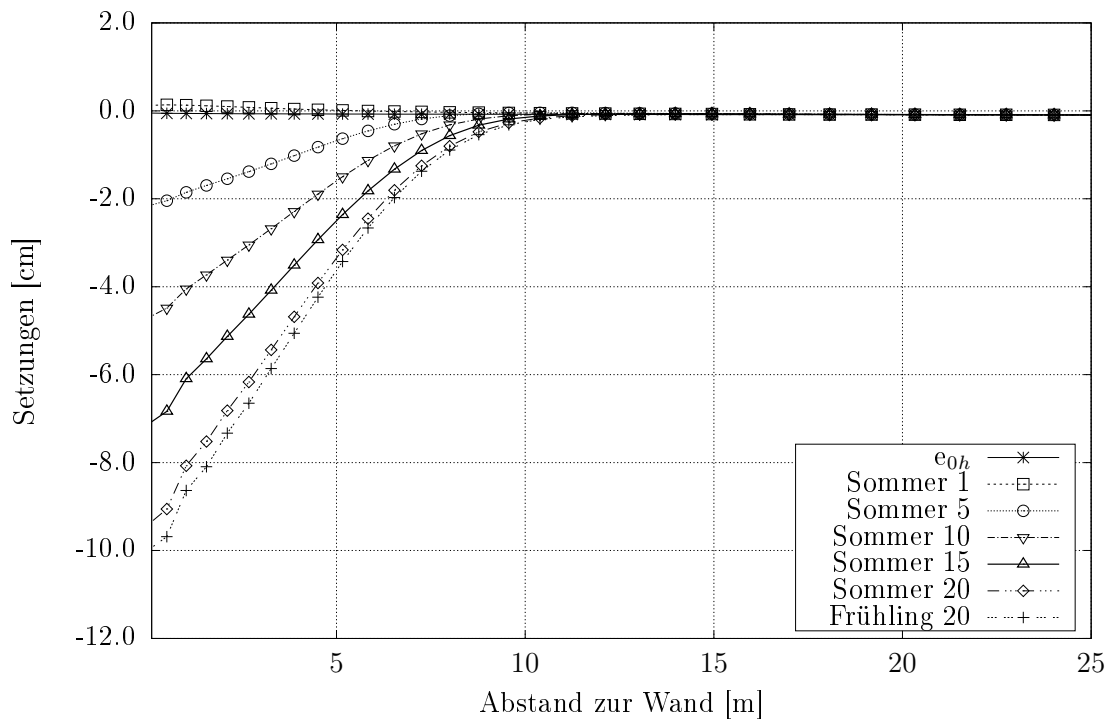


Abbildung 7.28: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

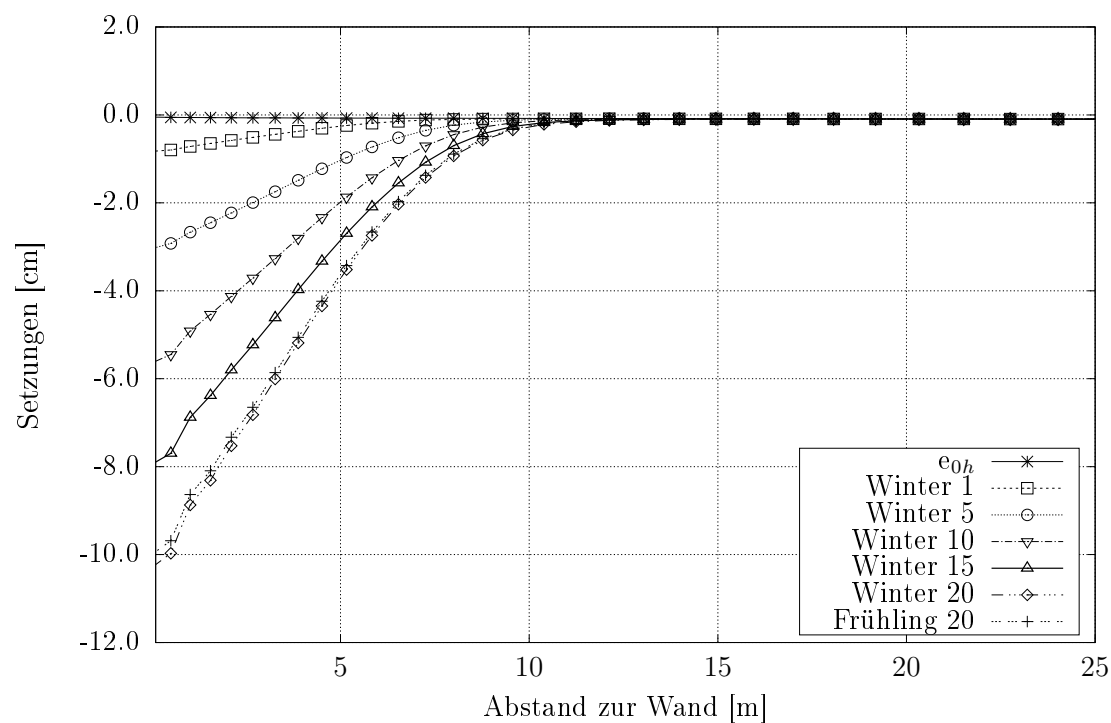


Abbildung 7.29: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

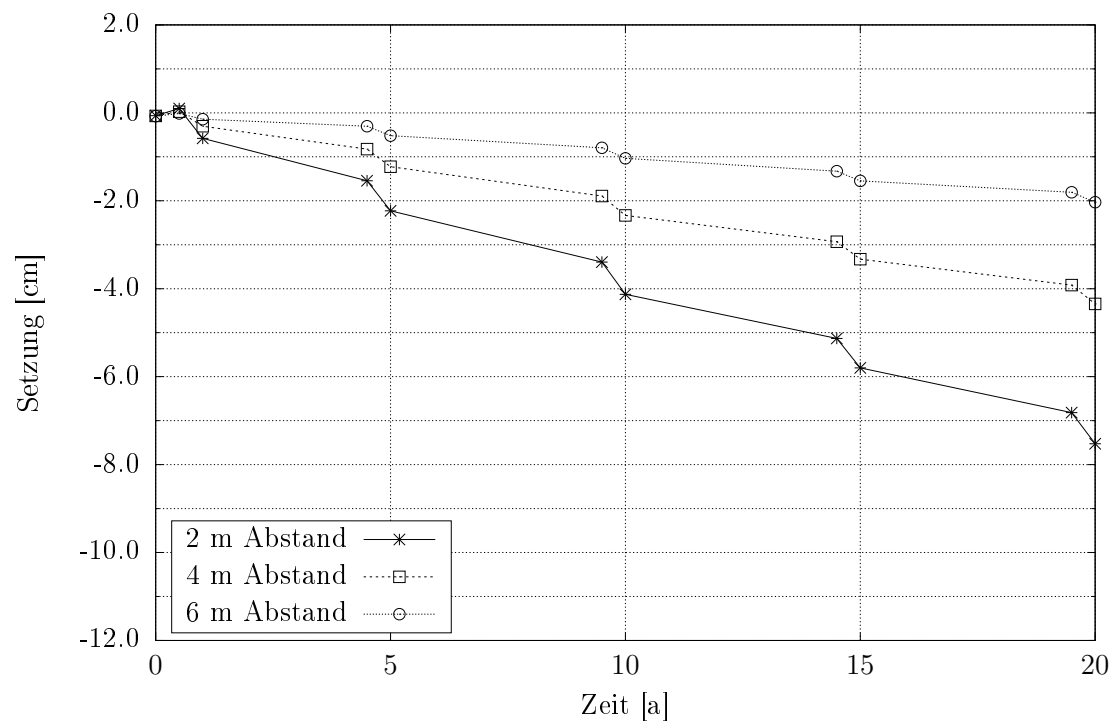


Abbildung 7.30: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung, Sand 2

7.3.5 Neohypoplastizität

Zuletzt sind in diesem Kapitel die Erddruck- und Setzungsverläufe des Stoffmodells Neohypoplastizität dargestellt. Der nahezu parabelförmige Verlauf der Erddrücke ist hier nicht mehr festzustellen. Die Verläufe der Sommer- und Winterstellungen unterscheiden sich nur noch minimal und sind bis auf den ersten Winter betragsmäßig größer als der Erdruehdruk. Die Resultierende des Erdruehdruks wird bei der Neohypoplastizität zu $E_0 \cong 283 \text{ kN}$ berechnet. Betrachtet man die Entwicklung der Erddruckresultierenden in Abbildung 7.34, kann man feststellen, dass diese über dem Wert des Erdruehdruks liegen. Die Differenz der Erddruckresultierenden zwischen Sommer- und Winterstellung beträgt ca. 150 kN.

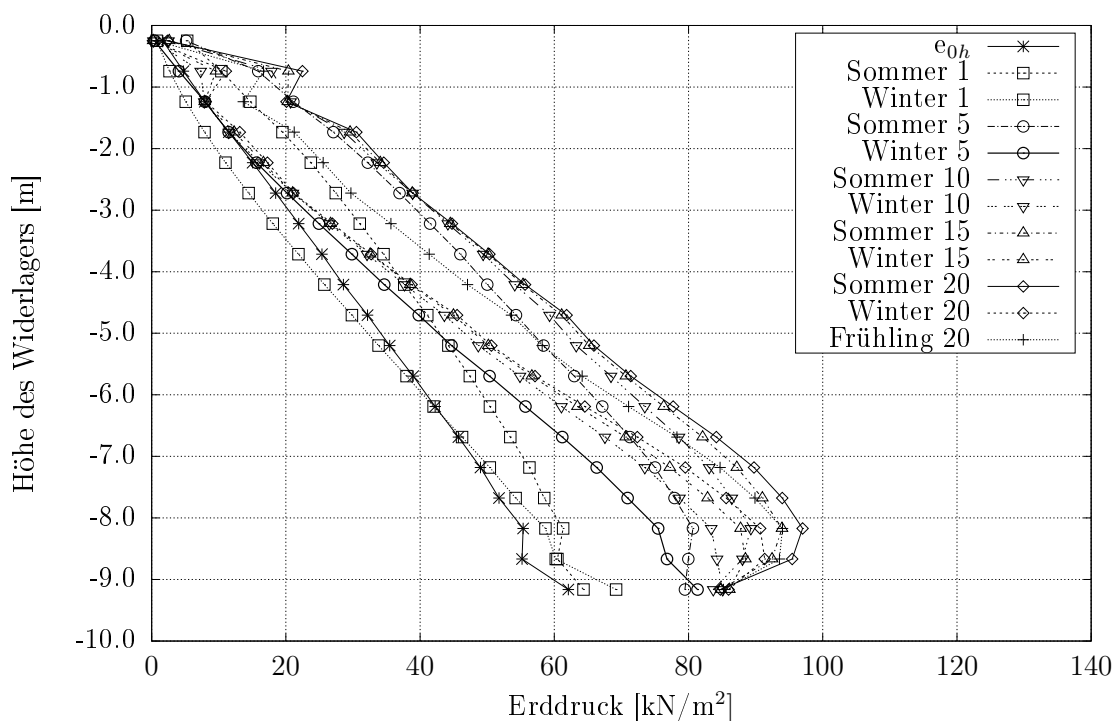


Abbildung 7.31: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Neohypoplastizität

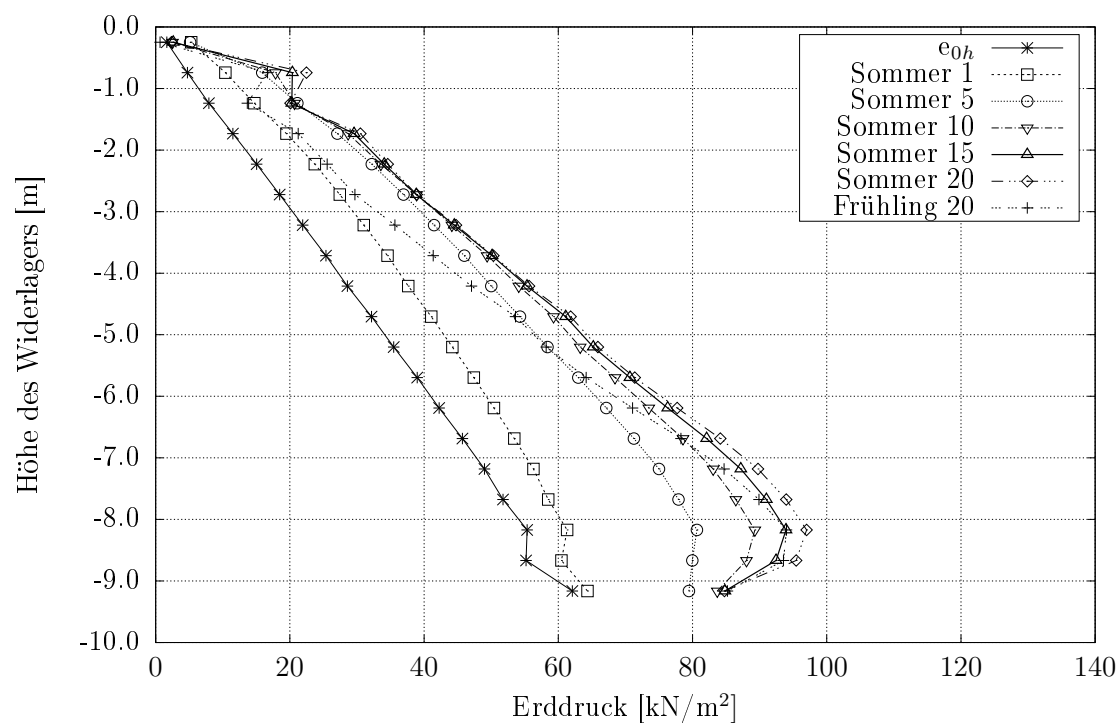


Abbildung 7.32: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Neohypoplastizität

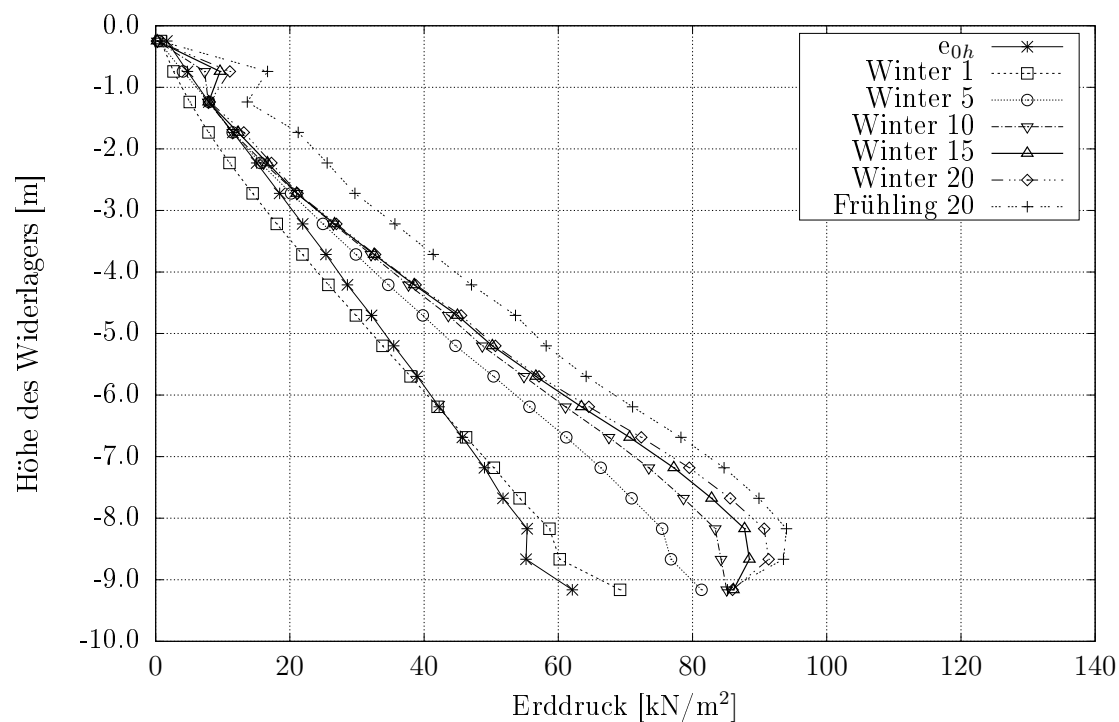


Abbildung 7.33: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Neohypoplastizität

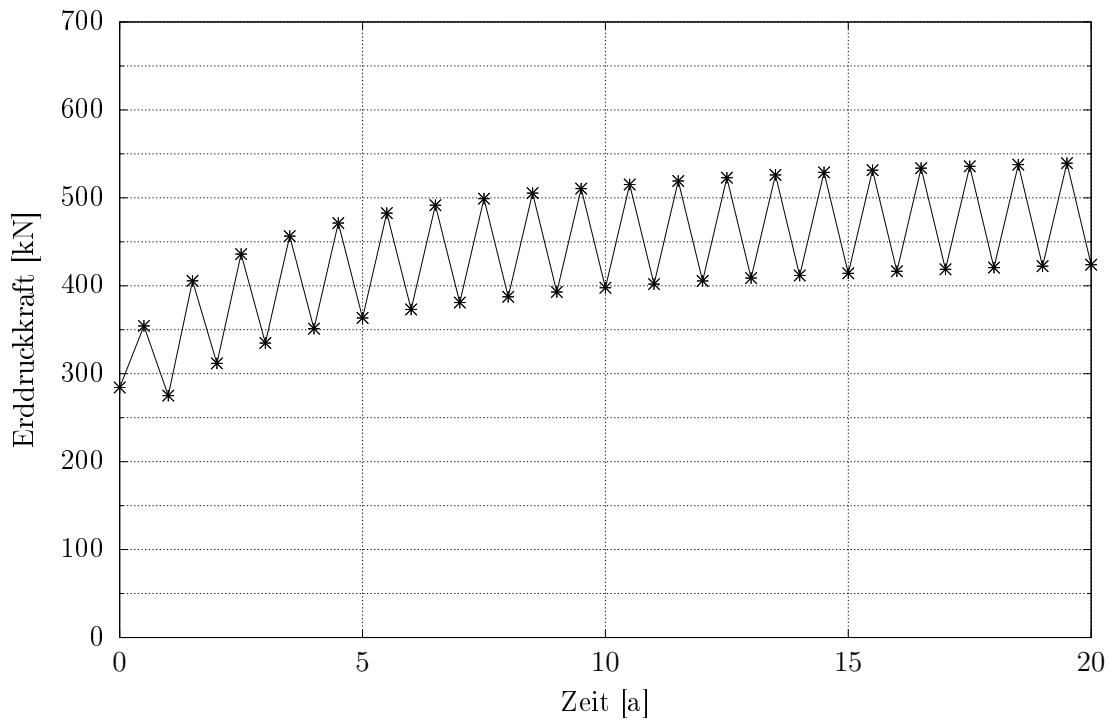


Abbildung 7.34: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Neohypoplastizität

Die Setzungen werden auch bei der Neohypoplastizität mit fortschreitenden Zyklen stetig größer (vgl. Abbildung 7.38), sind jedoch geringer als bei der Hypoplastizität mit und ohne ID. Betrachtet man den Abstand zur Wand fällt auf, dass die Setzungen erst mit größerem Abstand abklingen (ab ca. 25 m). Die Neohypoplastizität scheint ein sehr weiches Verhalten bezüglich der Erddruckverläufe und den Setzungen zu haben.

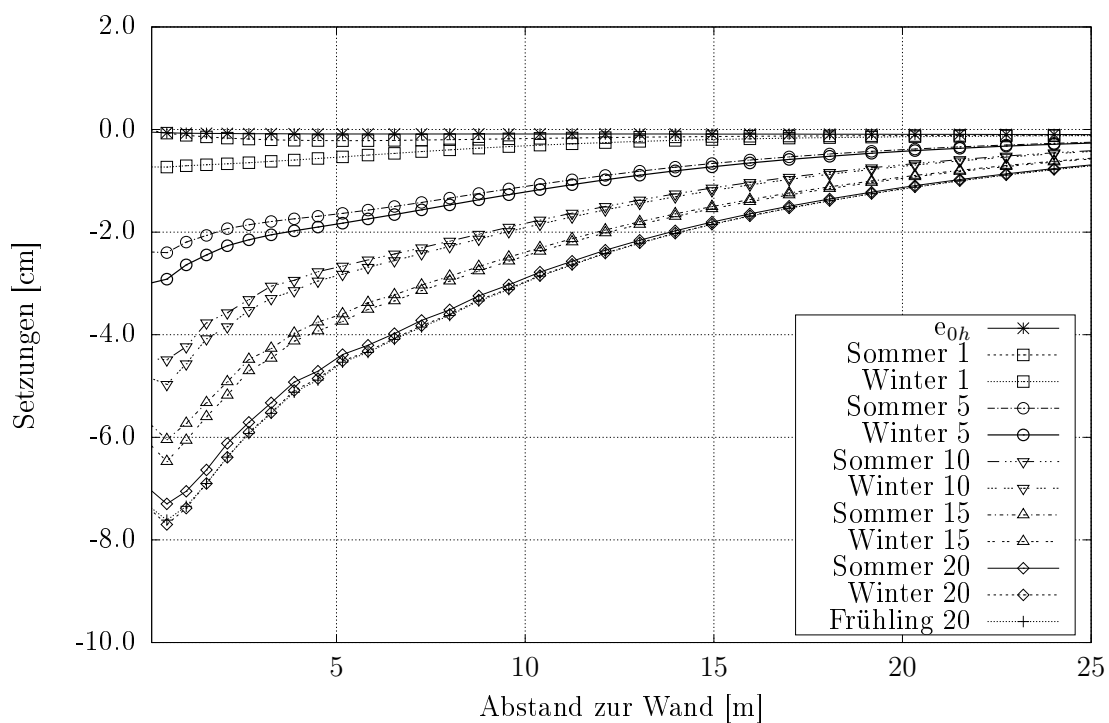


Abbildung 7.35: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Neohypoplastizität

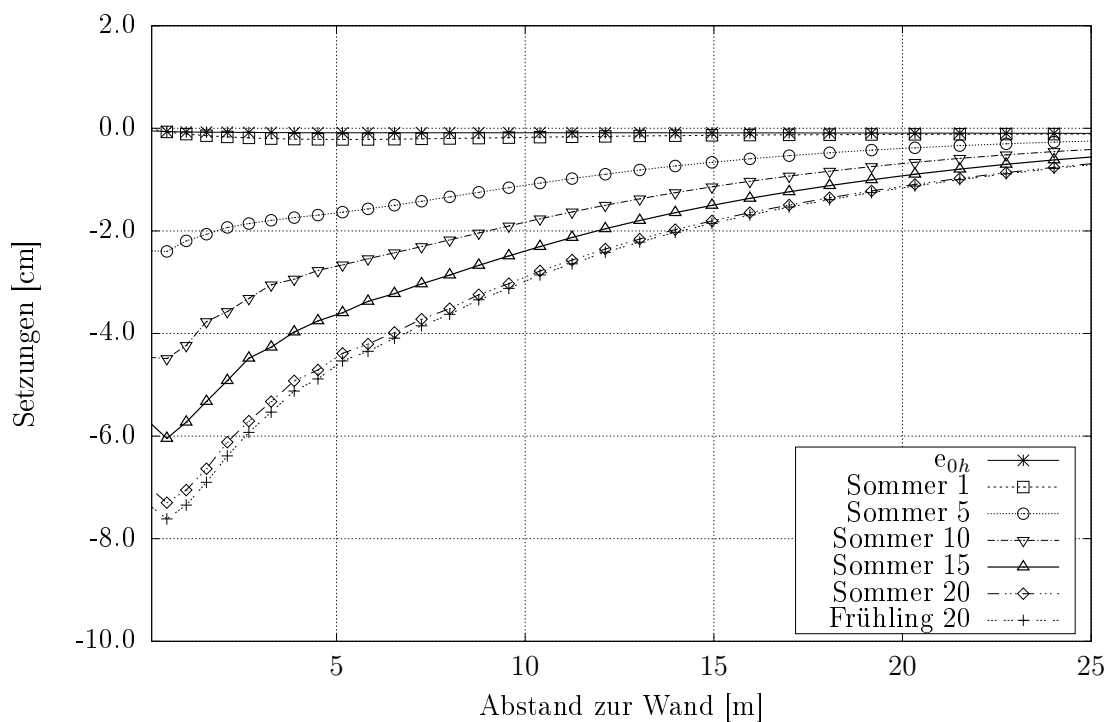


Abbildung 7.36: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Neohypoplastizität

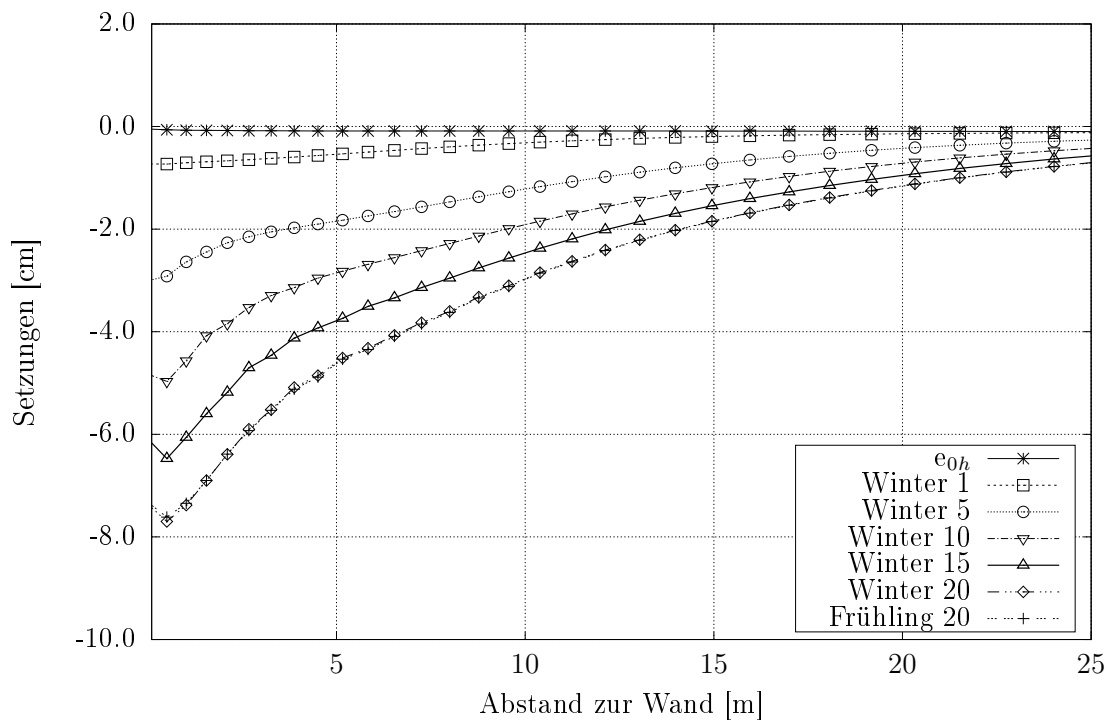


Abbildung 7.37: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Neohypoplastizität

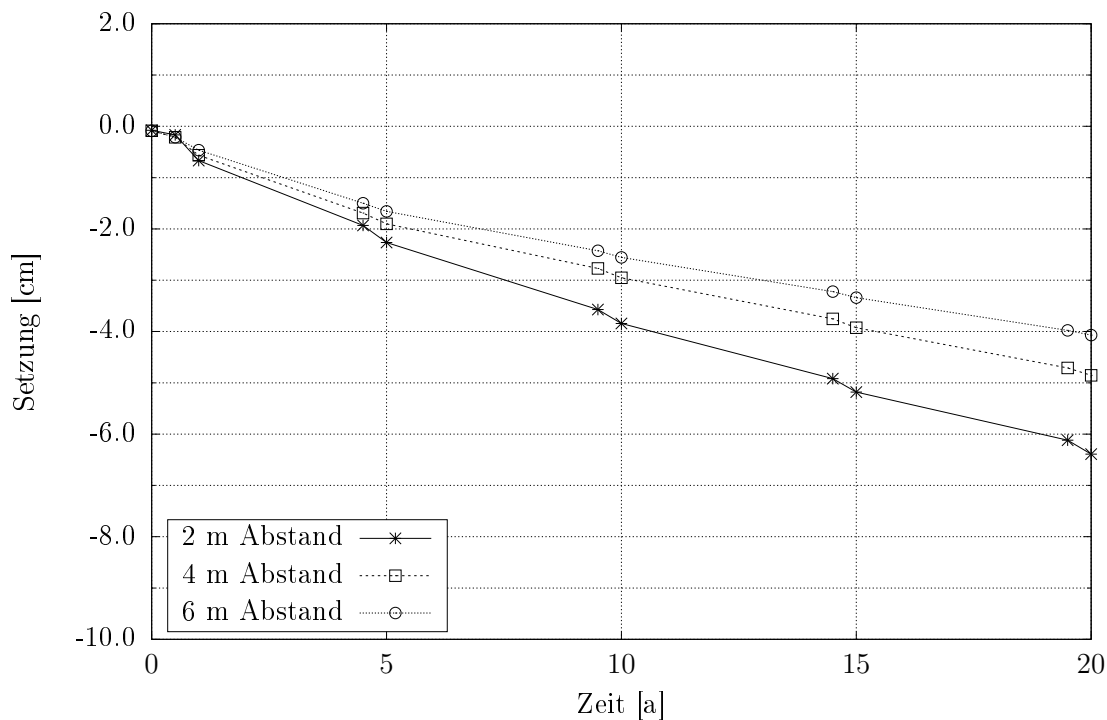


Abbildung 7.38: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Neohypoplastizität

7.3.6 Vergleich der Berechnungsergebnisse

In diesem Kapitel werden die jeweils letzten Erddruckverläufe der Sommer- und Winterstellungen mit den in Kapitel 4 dargestellten Mobilisierungsansätzen verglichen. Wie bereits festgestellt, reagieren die Stoffmodelle im Hinblick auf Be- und Entlastungen unterschiedlich, jedoch tritt in den letzten Berechnungszyklen keine wesentliche Veränderung mehr auf, sodass die Ergebnisse des 20. Zyklus Grundlage des Vergleichs bilden können. In der Abbildung 7.39 sind die Ergebnisse der 20. Sommerstellung der einzelnen Stoffmodelle im Vergleich mit den passiven Mobilisierungsansätzen nach VOGT, BESLER und BARTL dargestellt. Ergänzend ist auch der analytische Erdruhedruckverlauf aufgezeichnet. Der Erddruckverlauf des Hardening-Soil Modells ähnelt grundsätzlich dem mobilisierten Erddruck nach VOGT, lediglich im Bereich des Wandfußes gibt es geringe Differenzen zwischen den beiden Kurven. Wie bereits in Kapitel 4.2.5 festgestellt, liefert der Ansatz von BESLER die betragsmäßig geringsten Erddrücke. Dieser Verlauf ähnelt stark der Erddruckverteilung, die mit der Neohypoplastizität berechnet wird. Auch die Hypoplastizität ohne ID liefert eine fast identische Erddruckverteilung. Wie bereits festgestellt, reagiert das Stoffmodell Hypoplastizität mit der Erweiterung ID steifer als ohne Erweiterung, so werden auch mit diesem Stoffmodell größere Erddrücke erreicht. Der Verlauf mit Erweiterung ähnelt ziemlich dem Verlauf des Hardening-Soil Stoffmodells. Betrachtet man den Verlauf des mobilisierten Erddrucks nach BARTL in Verbindung mit [28], stellt man fest, dass dieser Verlauf durch keine Berechnung annäherungsweise erreicht wird.

In Abbildung 7.40 ist zu erkennen, dass lediglich der Erddruckverlauf Hardening-Soil geringer als der Erdruhedruck ist. Alle anderen Stoffmodelle erzeugen in der Winterstellung keinen aktiven Erddruck sondern mobilisieren geringe Teile des passiven Erddrucks.

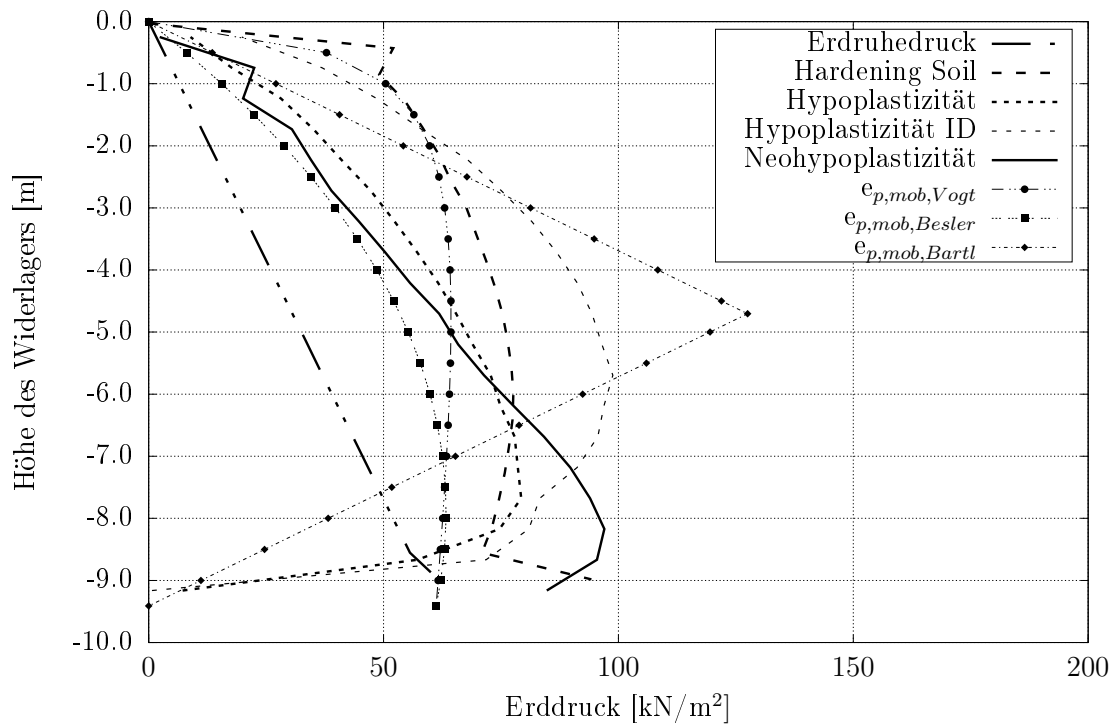


Abbildung 7.39: Vergleich der Erddruckverteilungen im 20. Sommer der verschiedenen Stoffmodelle

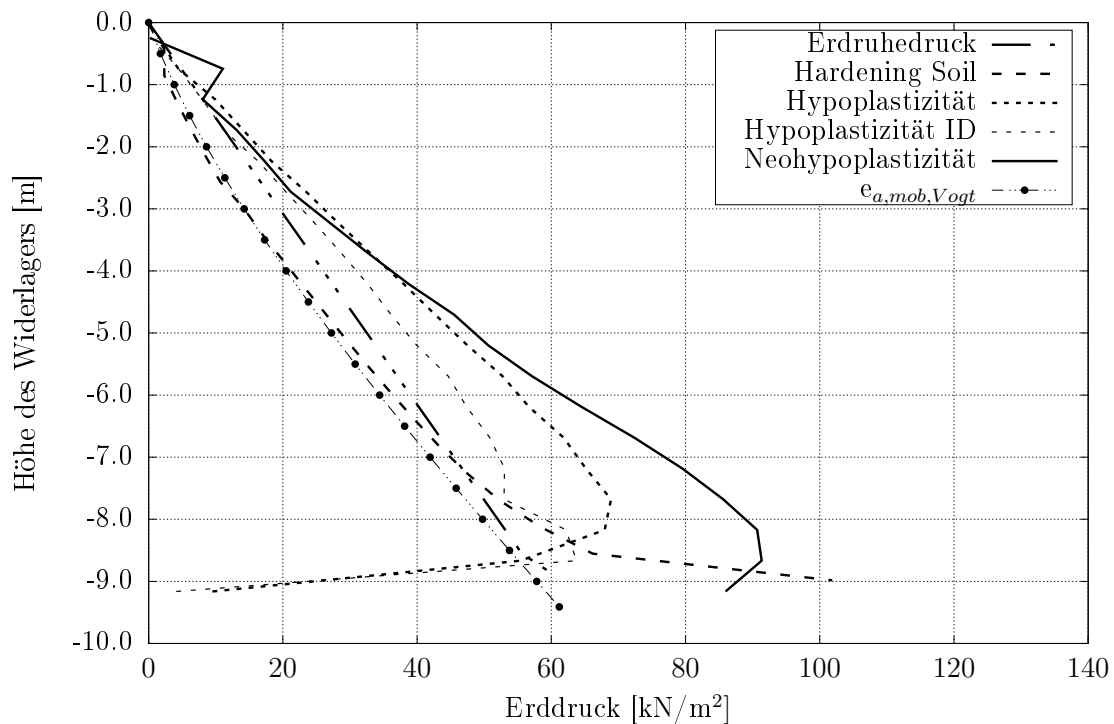


Abbildung 7.40: Vergleich der Erddruckverteilungen im 20. Winter der verschiedenen Stoffmodelle

In den Abbildungen 7.41 und 7.42 sind die Setzungen der unterschiedlichen Stoffmodelle nach dem 20. Jahreszyklus jeweils für den 20. Sommer und Winter dargestellt. Deutlich zu erkennen ist die Setzungsdifferenz zwischen der Hypoplastizität mit und ohne intergranulare Dehnung. Bei der Hypoplastizität ohne ID scheinen die Wandbewegungen eine größere Einflusstiefe zu haben, da die Setzungen bei der Hypoplastizität mit ID nach knapp zehn Metern Abstand zur Wand abgeklungen sind. Da die Materialparameter von beiden Stoffmodellen identisch sind, ist dieser Effekt auf die Erweiterung des Stoffmodells um die intergranulare Dehnung zurück zu führen. Das Stoffmodell reagiert durch diese Erweiterung steifer.

Grundsätzlich sind die Setzungen in der jeweiligen Sommerstellung größer als in der Winterstellung, was auch den zuvor überlegten Erwartungen entspricht. Der Setzungsverlauf der Neohypoplastizität ähnelt dem der Hypoplastizität mit ID. Vergleicht man die Verläufe dieser beiden Stoffmodelle bei größerem Abstand zur Wand, fällt auf, dass die Neohypoplastizität ähnlich der Hypoplastizität ohne ID sehr weich reagiert und die Setzungen, die aus der Wandverschiebung resultieren, erst mit großem Abstand abklingen.

Das Hardening-Soil Stoffmodell hingegen reagiert im Hinblick auf die Setzungen sehr unempfindlich und steif.

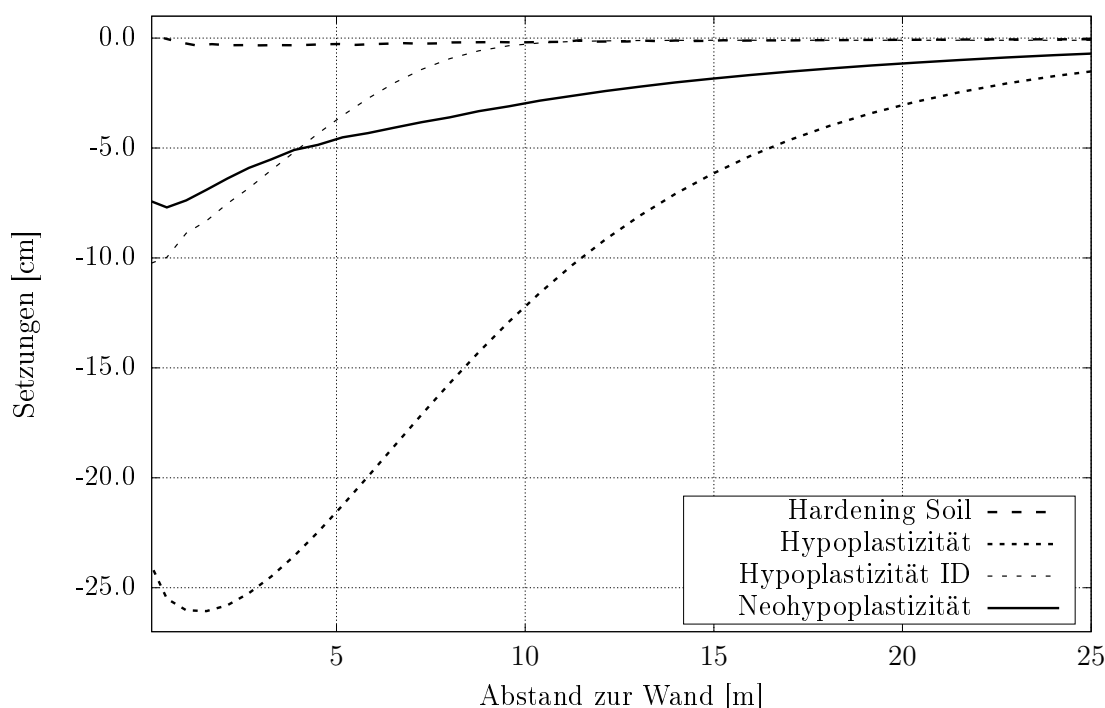


Abbildung 7.41: Vergleich der Setzungen im 20. Sommer der verschiedenen Stoffmodelle

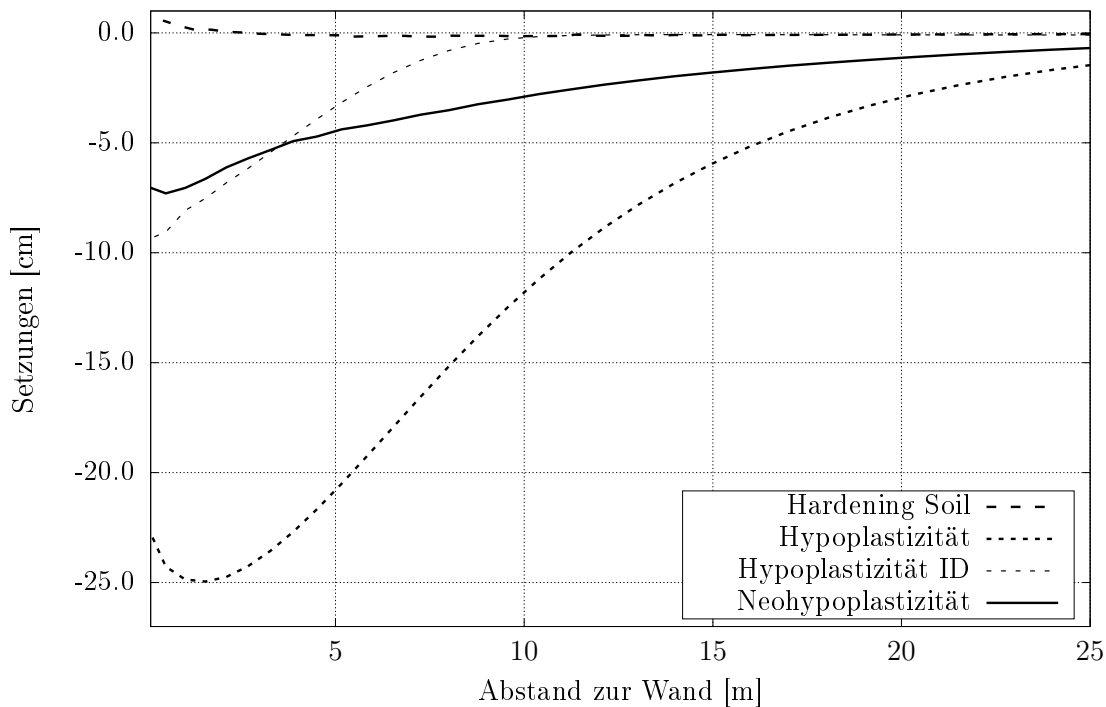


Abbildung 7.42: Vergleich der Setzungen im 20. Winter der verschiedenen Stoffmodelle

7.4 Bewertung der Ergebnisse

Wie in Abschnitt 7.3 zu erkennen, liefern die unterschiedlichen Stoffmodelle in den Berechnungen unterschiedliche Ergebnisse. Wird das erweiterte Modell unter Verwendung des Hardening-Soil Stoffmodells berechnet, sind die Ergebnisse grundsätzlich plausibel und nachvollziehbar. Sowohl im Erddruckverlauf als auch bei dem Verlauf der Erddruckresultierenden über die Zeit ist eine Mobilisierung des Erddrucks zu erkennen. Nach einigen Jahreszyklen ist bei gleichbleibender Verschiebungsgröße eine Kontinuität erkennbar. Auch der Setzungsverlauf nähert sich nach einigen Zyklen einem Grenzwert an.

Die Größe des Erddrucks unter Verwendung der Hypoplastizität ist geringer als bei dem Hardening-Soil Stoffmodell. Die Erddruckresultierende nähert sich auch bei der Hypoplastizität einem Grenzwert an. Die Setzungen jedoch scheinen stetig anzuwachsen und nähern sich keinem Wert an. Zudem sind die Setzungen betragsmäßig sehr hoch und scheinen unrealistisch zu sein. Diese Effekte können auf das Ratcheting des Stoffmodells zurückgeführt werden.

Bei Erweiterung um die intergranulare Dehnung gibt es lediglich Unterschiede in der Größe des Erddrucks sowie in der Größe der Erddruckresultierenden. Die Setzungen sind im Vergleich um ca. 50% reduziert, wachsen jedoch über den zeitlichen Verlauf immer weiter an. Das Ratcheting scheint auch bei der Erweiterung um die intergranulare Dehnung

weiterhin aufzutreten.

Die Berechnungsergebnisse des Modells mit der Neohypoplastizität zeigen in Sommer- und Winterstellung annähernd identische Erddrücke, die sich auch nach einigen Jahreszyklen einem Grenzwert annähern. Wie bereits bei der Hypoplastizität mit und ohne Erweiterung erkannt, werden die Setzungen über den Verlauf der Zeit stetig größer. Es ist keine Annäherung an einen Grenzwert zu erkennen. Offensichtlich sind diese Stoffmodelle zur Prognose von Setzungsverläufen unrealistisch und nicht repräsentativ.

8 Übergangskonstruktionen bei integralen Brücken

8.1 Überblick

Im Allgemeinen sind Brückenbauwerke ständig hohen zyklischen Belastungen (z. B. Verkehrs- und Temperatureinwirkungen) ausgesetzt. Diese zyklischen Belastungen treten über einen längeren Zeitraum und auch mit saisonalen Unterschieden auf. Wie bereits erläutert, spielen Temperatureinwirkungen bei integralen Brücken aufgrund der resultierenden Längänderungen eine besondere Rolle. Die Sommer- und Winterstellungen einer integralen Brücke wirken sich unmittelbar auf die angrenzende Hinterfüllung der Widerlager in Form von Verformungen aus. Eine wiederkehrende Belastung (Spannung) bewirkt im Boden eine stetig zunehmende Setzung (vgl. Kapitel 7.3), weshalb insbesondere bei integralen Brücken geeignete Maßnahmen vorzusehen sind, um eine dauerhafte Minimierung für die fortschreitenden Setzungen zu bekommen [37].

Die integrale Bauweise für Brücken wird in einigen Ländern wie z. B. in der Schweiz, in Österreich, in den USA und in Kanada bereits seit einigen Jahren angewandt und auch in Forschungsprojekten näher untersucht, vgl. Abschnitt 1.2.

Die wesentlichen Übergangskonstruktionen stellen die sogenannten Schleppplatten (vgl. Abbildung 8.2) dar. Sie werden in der Regel am Brückenkopf montiert und über eine bestimmte Länge unterhalb der Fahrbahn (horizontal oder geneigt) geführt, um die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Setzungsmulde (vgl. Abbildung 8.1) am Übergang zwischen Brückenende und Fahrbahn zu minimieren [37]. Mit fortschreitender Bildung einer Setzungsmulde wird der Fahrkomfort und die Sicherheit der Autofahrer beeinträchtigt.

Allerdings können auch folgende Probleme bei Verwendung einer Schleppplatte auftreten [32]:

- Verlagerung des Setzungsproblems der Fahrbahn an das Ende der Schleppplatte
- Hohlräume unterhalb der Schleppplatte infolge Setzungen hinter der Widerlagerwand
- hoher Erddruck auf die Widerlagerwand infolge von zyklischen Verformungen des Überbaus

- Risse im Fahrbelag am Übergang zwischen Brückenende und Schleppplatte aufgrund von möglichen Verdrehungen der Schleppplatte und den horizontalen Verformungen des Bauwerks



Abbildung 8.1: Ausbildung einer Setzungsmulde am Übergang zwischen Brückenende und Fahrbelag bei fehlender Schleppplatte [37]

8.2 Übergangskonstruktionen in Deutschland

In Deutschland beschränkt sich die Anwendung von Schleppplatten bei integralen Brücken auf die tiefliegende Schleppplatte, welche unterhalb des Straßenoberbaus angeordnet wird [10]. Gemäß RiZ Int [8] werden dabei drei Typen von tiefliegenden Schleppplatten unterschieden (vgl. Abbildung 8.2), die sich im Wesentlichen nur in der Ausführung des Fahrbelagübergangs zwischen Brücke und Straße unterscheiden.

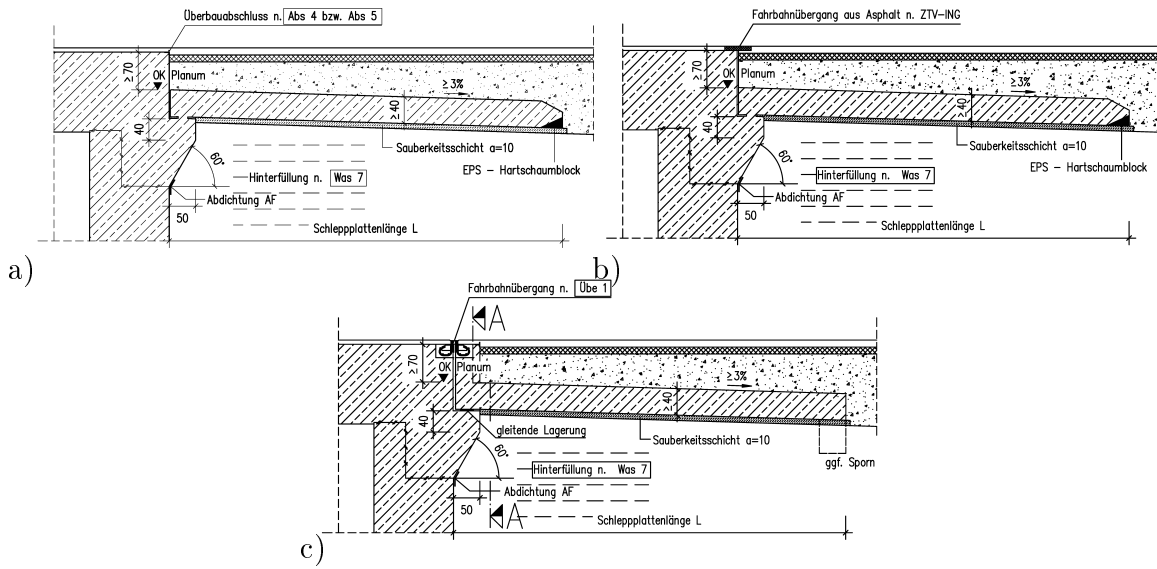


Abbildung 8.2: Verschiedene Typen von tiefliegenden Schleppplatten gemäß [8]
 a) Typ I, b) Typ II, c) Typ III

Neben den tiefliegenden Schleppplatten finden auch einfache Fahrbahnabschlüsse bei integralen Brücken Anwendung. Die Ausführung der einfachen Fahrbahnabschlüsse ist in RiZ Abs [9] geregelt und beinhaltet zwei grundsätzliche Typen, die in Abbildung 8.3 dargestellt sind. Beim Typ Abs 4 wird über die komplette Brückenbreite ein Abschlussprofil angebracht, das entsprechend im Brückenkopf verankert wird. Bei Ausführung des Typs Abs 5 wird das Ende des Überbaus mit einer Neigung von 1:2 abgeschrägt und mit einem Edelstahlband versehen.

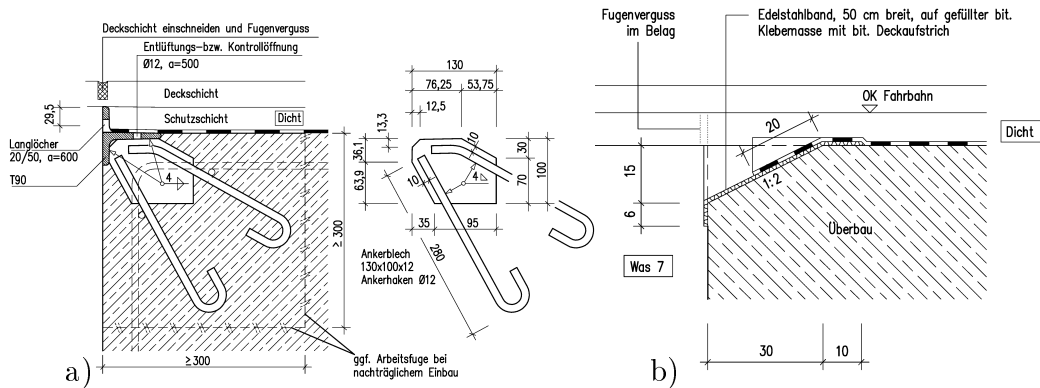


Abbildung 8.3: Verschiedene Typen von einfachen Fahrbahnabschlüssen gemäß [9]
 a) Abs 4, b) Abs 5

Die Wahl der Übergangskonstruktion richtet sich im Allgemeinen nach der Brückenlänge, der Verkehrskategorie und dem zu erwartenden Dehnweg, also den Verschiebungen des Überbaus aufgrund von unterschiedlichen Einwirkungen. Die Verkehrskategorien sind der RE-ING [10] zu entnehmen.

Auf die Diskussion von etwaigen Vor- und Nachteilen der jeweiligen Übergangskonstruktionen wird an dieser Stelle verzichtet und auf [29] verwiesen. Eine Übersicht der verschiedenen Übergangskonstruktionen im Ausland sowie im Eisenbahnbau ist ebenso in [29] enthalten.

8.3 Numerisches Modell

Das numerische Modell zur Untersuchung des Einflusses verschiedener Übergangskonstruktionen entspricht grundsätzlich dem Gesamtmodell aus Kapitel 7.2.3 mit Ergänzungen der jeweiligen Übergangskonstruktion und der Verwendung des Hardening-Soil Stoffmodells. Untersucht werden:

- Fahrbahnabschluss ohne Schleppplatte
- Tiefliegende (kurze) Schleppplatte; Länge 4,95 m
- Tiefliegende (lange) Schleppplatte; Länge 8,00 m
- Obenliegende Schleppplatte
- Zementverfestigter Bodenkeil

Für die Ermittlung der erforderlichen Schleppplattenlänge wird die folgende Gleichung verwendet [10]:

$$L = \frac{h_{\text{Widerlager}}}{\tan 60^\circ} + 1,0 \text{ m} \geq 3,50 \text{ m} \quad (8.1)$$

mit

$$h_{\text{Widerlager}} = \text{Gesamthöhe} - \text{Überbauhöhe} \quad (8.2)$$

Die erforderliche Länge ergibt sich mit einer Widerlagerhöhe $h_{\text{Widerlager}} = 9,41 \text{ m}$ zu $L = 4,95 \text{ m}$ bei einer Mindestdicke der Schleppplatte gemäß [10] von 40 cm. Für die Berechnung im numerischen Modell wird eine Betonfestigkeitsklasse C35/45 angenommen.

Außerdem werden zusätzlich zu den Temperatureinwirkungen des Überbaus zwei unterschiedliche Lasten auf die Schleppplatte untersucht:

- Belastung der Fahrbahn mit einer Gleichlast aus Verkehr gemäß [20]
- Belastung der Fahrbahn mit einer Gleichlast und Achslast gemäß [20]

Die numerischen Modelle sind in Abbildung 8.4 dargestellt. Die unterschiedlichen Farben stellen unterschiedliche Böden (Untergrund und Auffüllung) dar.

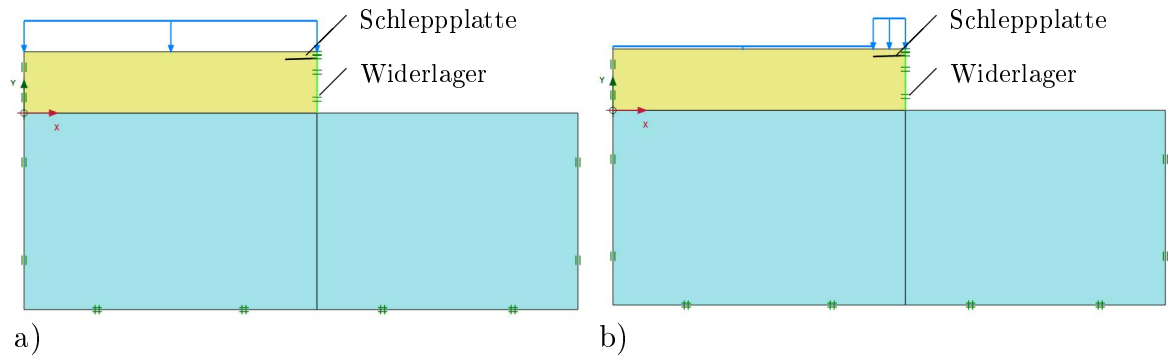


Abbildung 8.4: Numerische Modelle mit Berücksichtigung einer Gleichlast (a) und einer zusätzlichen Achslast (b)

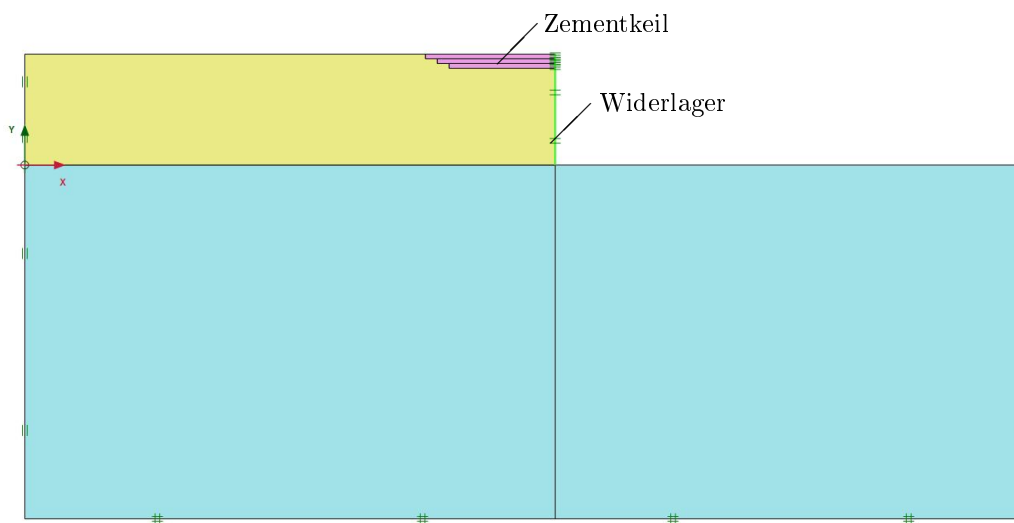


Abbildung 8.5: Numerisches Modell des zementverfestigten Bodenkeils

Die farbigen Bodenschichten in Abbildungen 8.4 und 8.5 bedeuten:

- gelb: betrachtetes Bodenmaterial der Hinterfüllung und Berechnung mittels Hardening-Soil Stoffmodell
- blau: Untergrund des gesamten Modells als elastisches Bodenmaterial, Berechnung mittels Mohr-Coulomb Stoffmodell

8.4 Vergleichsberechnungen verschiedener Übergangskonstruktionen

In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der Erd drücke und Setzungen nach zehn Jahreszyklen dargestellt. Zu beachten ist dabei, dass die Modelle ohne Berücksichtigung eines Straßenaufbaus erstellt wurden und nur der Einfluss oder o. g. Faktoren untersucht wird.

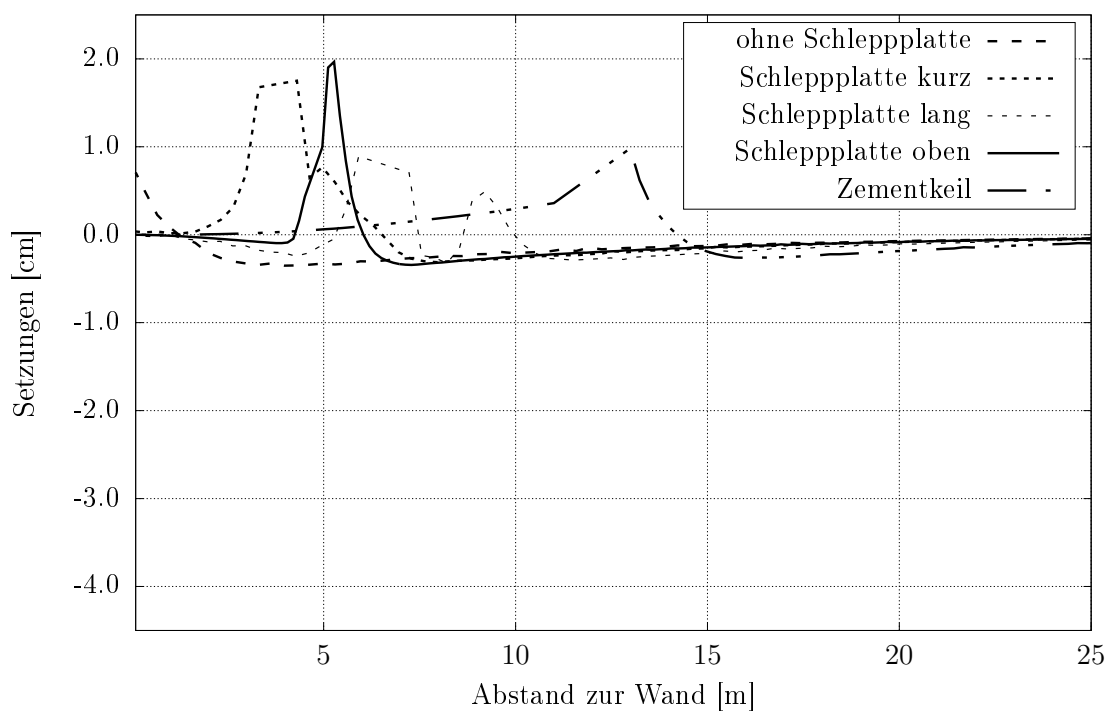


Abbildung 8.6: Vergleich der Setzungen unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Temperatureinwirkung nach zehn Jahreszyklen, Brücke in Ausgangslage

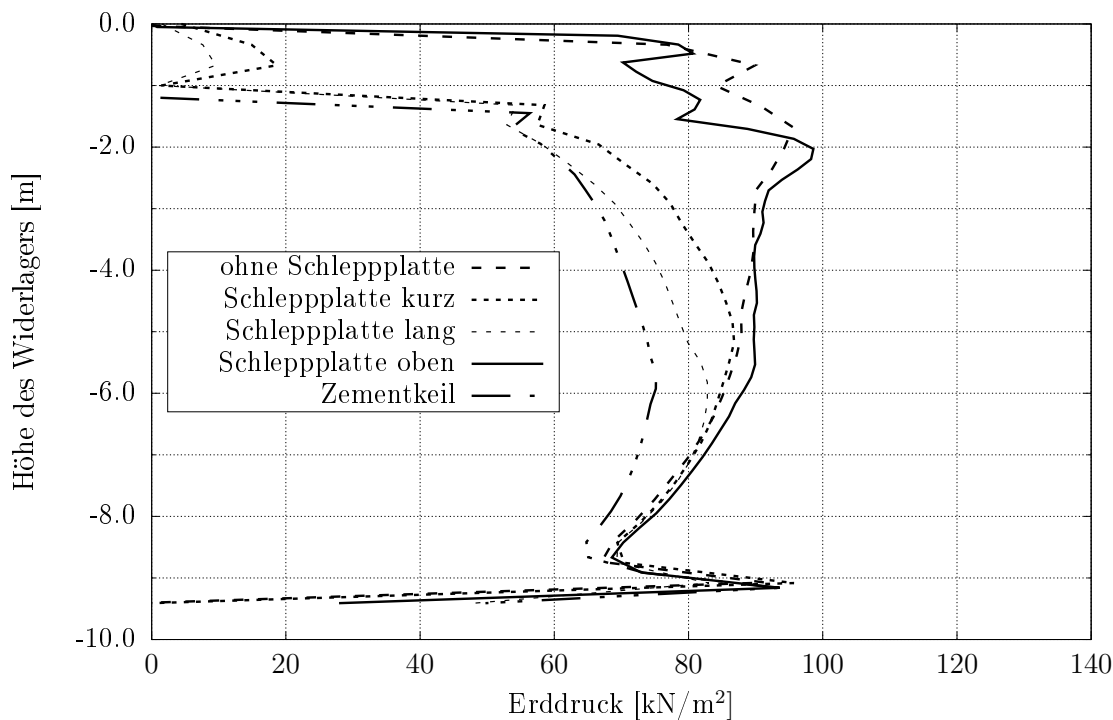


Abbildung 8.7: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Temperatureinwirkung in der zehnten Sommerstellung

In Abbildung 8.6 sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Übergangskonstruktionen ausschließlich bei Betrachtung der Temperatureinwirkung dargestellt. Ohne Schleppplatte liegen die Setzungen unter 5 mm. Direkt an der Widerlagerwand treten leichte Hebungen bis ca. 8 mm auf, die auf die betrachtete Ausgangslage (Verschiebung des Widerlagers $s = 0$) des Modells zurückzuführen sind. Nach zehn Jahreszyklen werden die Setzungen in der Ausgangslage im Frühjahr betrachtet. Bei den Schleppplatten treten im Übergangsbereich zwar keine Setzungen auf, diese werden jedoch ans Ende der Konstruktion verlagert. Direkt an den Enden der Schleppplatten treten auch lokale Hebungen auf, die, wie bereits beschrieben, auf die Ausgangsstellung des numerischen Modells zurückzuführen sind und in der Realität durch eine Auflast aus Straßenaufbau verhindert werden. Im numerischen Modell werden die Bodenelemente im Kontaktbereich zur Schleppplatte aufgrund der Widerlagerverschiebungen vertikal und horizontal bewegt, vgl. Abbildung 8.8. Daraus ergeben sich im Einzelnen Hebungen am Ende der Schleppplatte von über 10 cm, vgl. Abbildung 8.9. Beim zementverfestigten Bodenkeil kann eine stetige Zunahme der Hebungen bis zum Ende des Keils festgestellt werden, was an der Ausbildung des Zementkeils liegt, vgl. Abbildung 8.5.

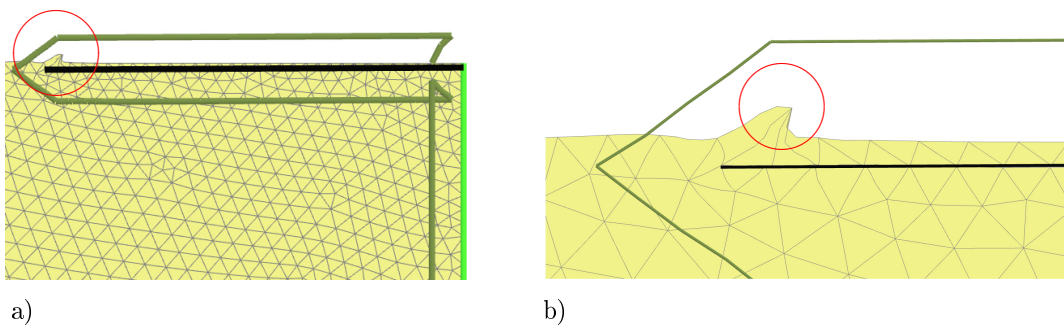


Abbildung 8.8: a) Darstellung der oberen Schleppplatte mit b) vergrößerter Ansicht der verschobenen Bodenelemente

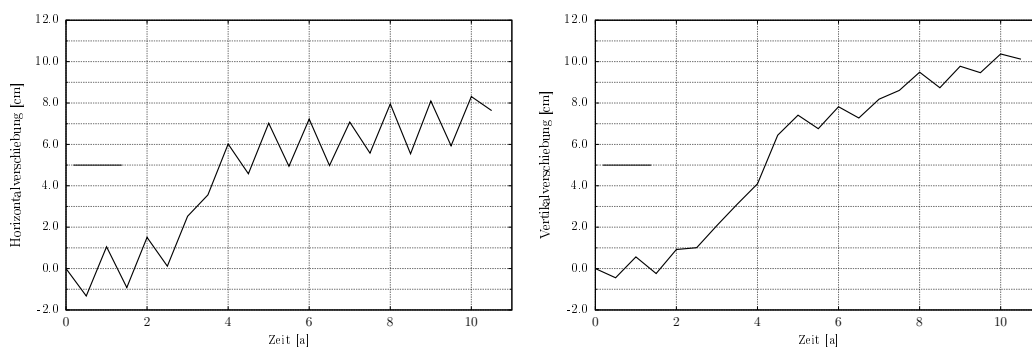


Abbildung 8.9: Horizontal- und Vertikalverschiebung des markierten Punktes, vgl. Abb. 8.8

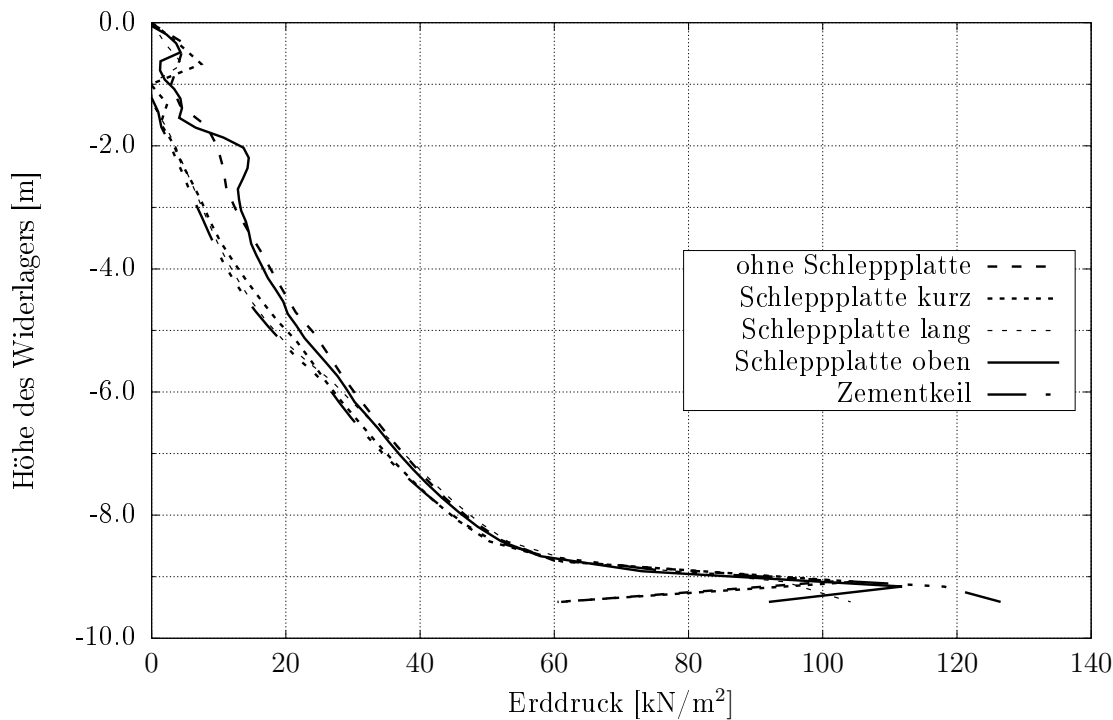


Abbildung 8.10: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Temperatureinwirkung in der zehnten Winterstellung

Die Erddruckverteilungen der verschiedenen Übergangskonstruktionen sind in Abbildung 8.7 und 8.10 jeweils für die zehnte Sommer- und die Winterstellung dargestellt. Die Übergangskonstruktionen haben nur einen geringen Einfluss auf die Ausbildung der Erddruckverteilung. Bei den tiefliegenden Schleppplatten sowie dem Zementkeil zeigt sich eine Verringerung des Erddrucks im oberflächennahen Bereich. Kein wesentlicher Unterschied ist zwischen der obenliegenden Schleppplatte und dem einfachen Fahrbahnabschluss zu erkennen. Die obenliegende Schleppplatte hat lediglich einen Einfluss auf den Setzungsverlauf.

In den Winterstellungen, vgl. Abbildung 8.10, ist kein Einfluss der Übergangskonstruktionen auf den Erddruckverlauf zu erkennen.

Die Betrachtung einer zusätzlichen Gleichlast ruft grundsätzlich bei allen betrachteten Übergangskonstruktionen höhere Setzungen hervor. Die maximale Setzung ohne Schleppplatte liegt hier bei ca. 1,2 cm direkt am Widerlager und läuft gegen 0,6 cm im Bereich ohne Übergangskonstruktion, vgl. Abbildung 8.11. Die zuvor auftretenden Hebungen infolge der jahreszeitlich bedingten Temperaturzyklen fallen bei zusätzlicher Gleichlast etwas geringer aus und teilweise kommt es zu geringen Setzungen direkt hinter den Schleppplatten. Bei Verwendung eines Zementkeils werden im Vergleich weniger stark ausgeprägte Setzungen und Hebungen erreicht. Im Bereich des Keils selbst betragen die Setzungen nur wenige Millimeter und erreichen am Ende des Keils maximal 8 mm.

In den Erddruckverläufen, vgl. Abbildungen 8.12 und 8.13, zeigen sich leichte Erhöhungen des Drucks bei den Übergangskonstruktionen. Eine wesentliche Änderung ist beim Verlauf ohne Übergangskonstruktion ersichtlich, dort steigt der Druck in der Sommerstellung stark an. In der Winterstellung hingegen nimmt die Erddruckverteilung an der Geländeoberkante in etwa den Wert des aktiven Erddrucks aus der Auflast an.

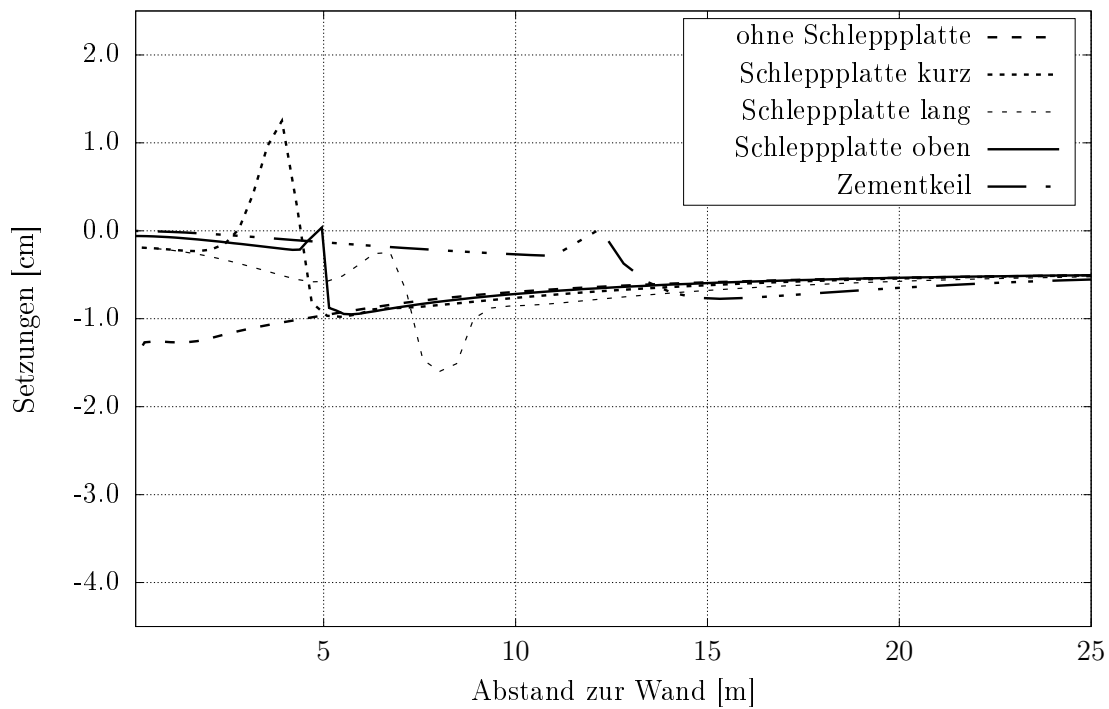


Abbildung 8.11: Vergleich der Setzungen unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Gleichlast nach zehn Jahreszyklen

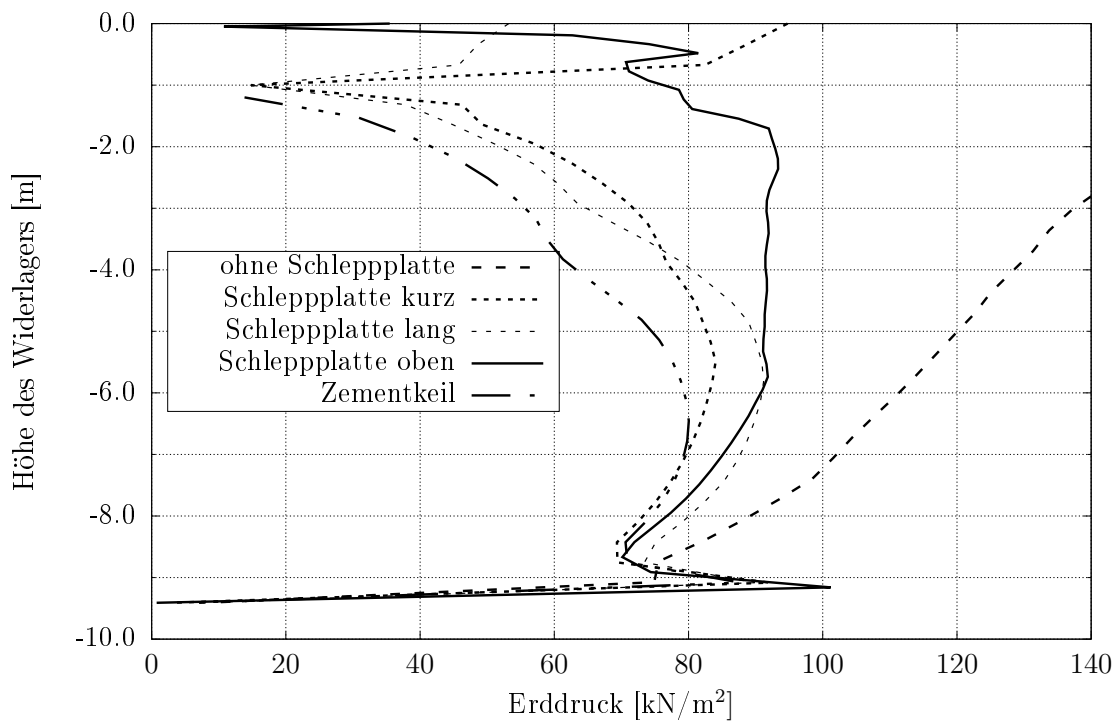


Abbildung 8.12: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Gleichlast in der zehnten Sommerstellung

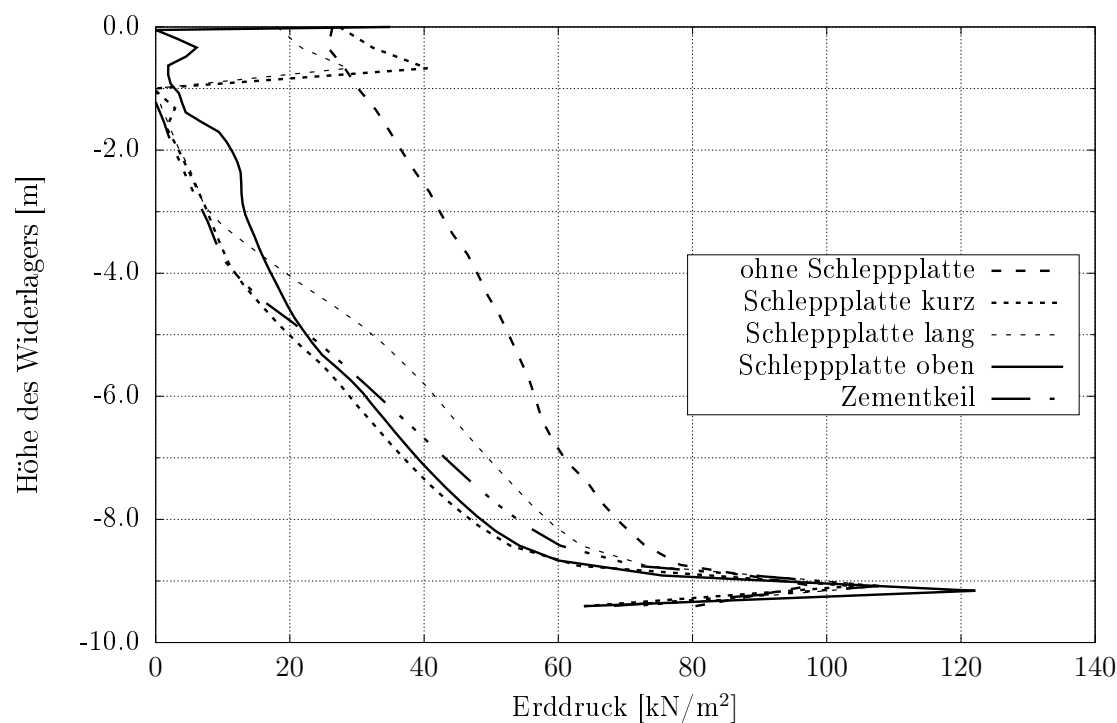


Abbildung 8.13: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Gleichlast in der zehnten Winterstellung

Die zusätzlich zur Gleichlast aufgebrachte Achslast wird je nach Übergangskonstruktion über deren gesamte Länge aufgebracht. Beträgsmäßig ist die Achslast größer als die Gleichlast und erzeugt im Bereich der Übergangskonstruktionen zusätzliche Setzungen (vgl. Abbildung 8.14). Die Setzungen bei einfachem Fahrbahnabschluss werden direkt am Widerlager maximal und betragen ca. 4 cm. Auch bei dieser Variante ergeben sich über die Länge des zementverfestigten Bodenkeils stetig zunehmende Setzungen über dessen Länge. Am Ende der Übergangskonstruktion kommt es zu einem Versprung im Setzungsverlauf, jedoch ist die Setzungsdifferenz nur gering, sodass der Bodenkeil die besten Ergebnisse erzielt.

Eine zusätzlich aufgebrachte Achslast zeigt in den Erddruckverläufen keine Veränderungen (vgl. Abbildung 8.15 und 8.16).

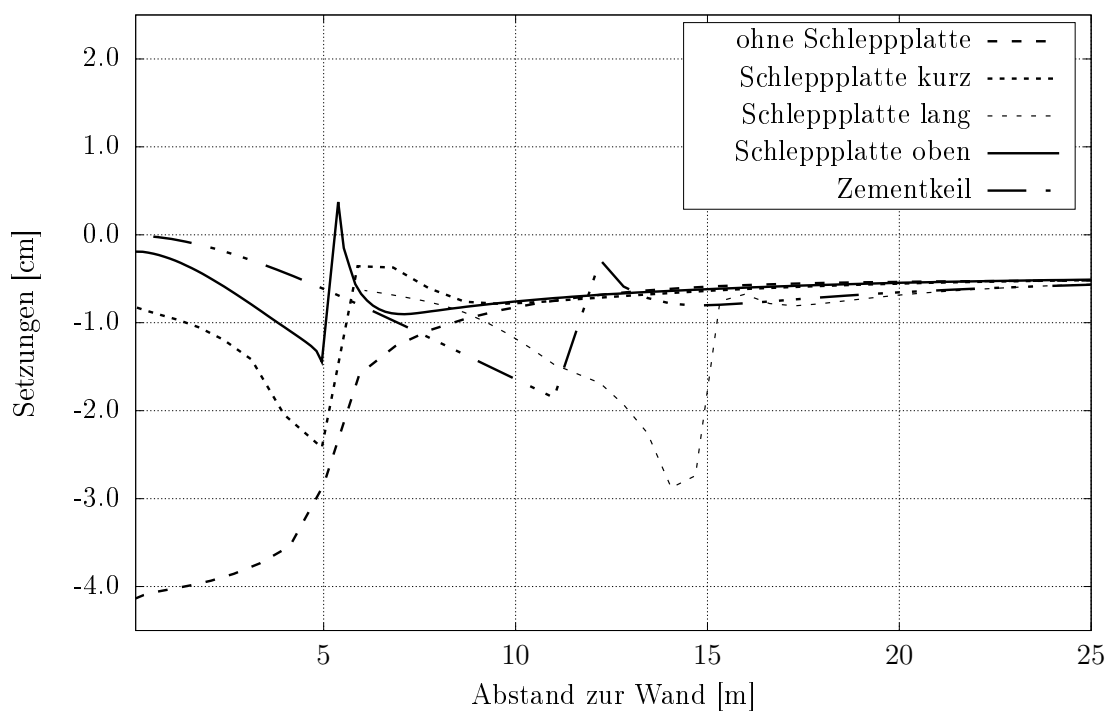


Abbildung 8.14: Vergleich der Setzungen unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei einer Gleichlast mit zusätzlicher Achslast

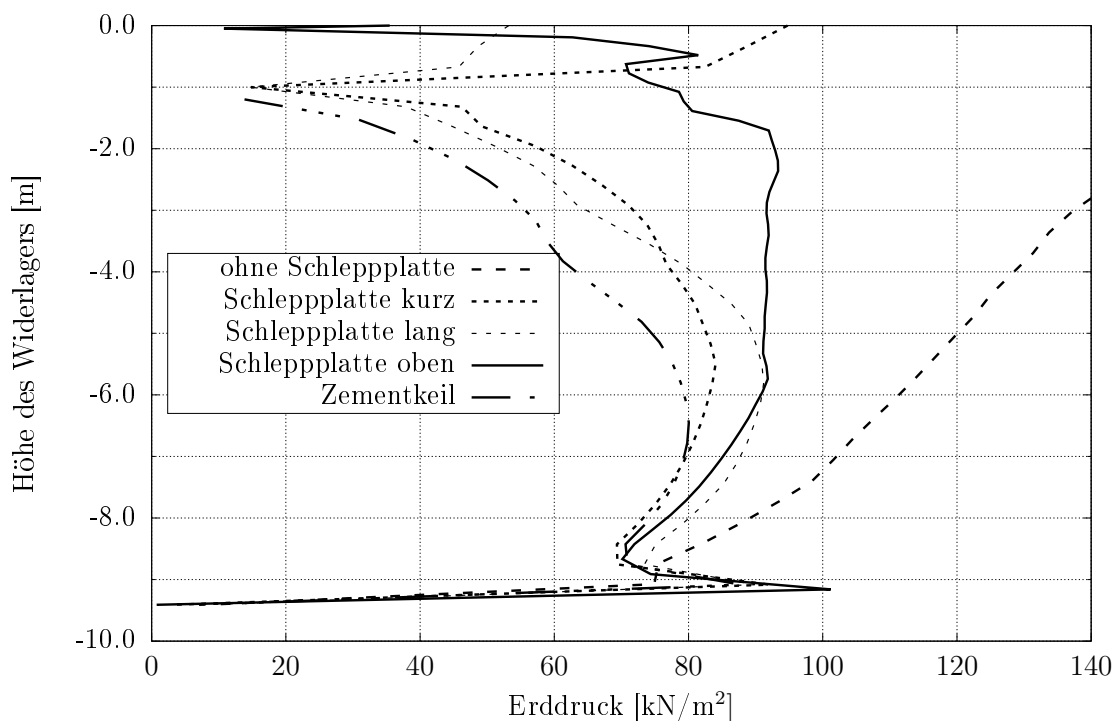


Abbildung 8.15: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Gleichlast mit zusätzlicher Achslast in der zehnten Sommerstellung

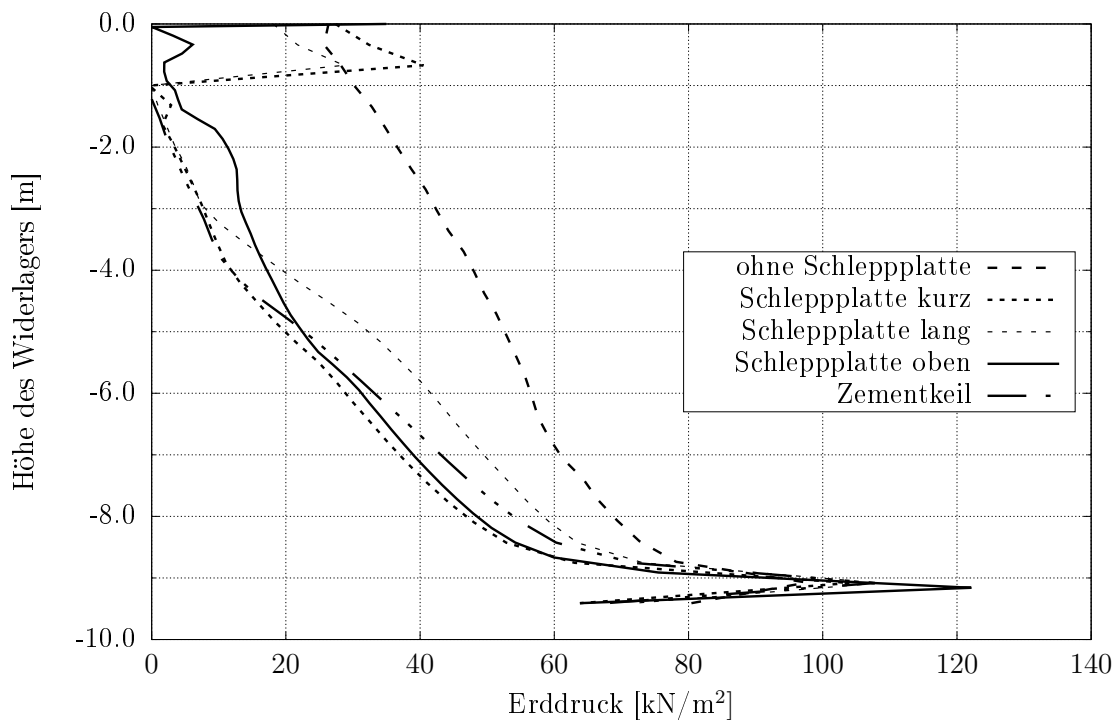


Abbildung 8.16: Vergleich der Erddrücke unterschiedlicher Übergangskonstruktionen bei Gleichlast mit zusätzlicher Achslast in der zehnten Winterstellung

8.5 Bewertung der Übergangskonstruktionen

Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass die betrachteten FE-Modelle stark vereinfacht sind, die Ergebnisse trotzdem als eine gute Annäherung dieser komplexen Problematik anzusehen sind. So sind mit diesen Modellen erste Abschätzungen der zu erwartenden maximalen Setzungen und deren Lage möglich.

Die hier ermittelten Setzungen bzw. stellenweise Hebungen an der Geländeoberkante bewegen sich bei der Betrachtung aller fünf Übergangskonstruktionen in der erwarteten Größenordnung und sind generell als unkritisch zu bewerten. Im Bezug zu dem Forschungsprojekt der integralen Brücke in Dortmund-Sölde kann die Verwendung des einfachen Fahrbahnabschlusses als geeignet eingestuft werden.

Bei der Verwendung von Schleppplatten und einem zementverfestigten Bodenkeil zeigte sich grundsätzlich nur eine Verlagerung des Setzungsproblems (Setzungsmulde) an deren jeweiliges Ende. Dies ist auch bereits ein häufig beschriebenes Problem von Übergangskonstruktionen [37].

Vergleichend kann festgestellt werden, dass mit dem einfachen Fahrbahnabschluss die besten Ergebnisse im Hinblick auf die Setzungen erzielt werden, jedoch mit erhöhten Erddrücken in der Sommerstellung zu rechnen ist.

9 Einfluss einer Verdichtung auf den Erddruck

9.1 Überblick

Im Kapitel 7 wird in allen Modellen die Hinterfüllung numerisch in einem Schritt aufgebracht und mit den Bewegungszyklen begonnen. Da dieser Aufbau der Hinterfüllung aus praktischer Sicht nicht realistisch ist, wird im Folgenden der Einfluss einer lagenweisen Verdichtung der Hinterfüllung auf den Erddruck untersucht. Das numerische Modell für die Untersuchung der Verdichtung ist in Abbildung 9.1 dargestellt. Es werden insgesamt vier Schichten mit einer vereinfachten Mächtigkeit von 2,0 m und eine obere Schicht von 1,41 m aufgebracht, die mit unterschiedlichen Gleichlasten (statisch und dynamisch) verdichtet werden. Die Hinterfüllung wird mit einem Böschungswinkel von 45° eingebaut. Die Last aus dem Verdichtungsgerät kann dabei in zwei unterschiedliche Arten unterteilt werden, die sich in der Aufbringung der Last unterscheiden:

- volle statische und dynamische Last
- volle statische Last und $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

In PLAXIS wird der Berechnungsschritt, in welcher die Verdichtungslast aufgebracht wird, als dynamischer Berechnungsschritt ausgewählt. Danach wird die Last des Verdichtungsgeräts eingegeben. In der ersten Variante wird die gesamte Last aus dem Verdichtungsgerät als statische und dynamische Last angegeben. Variante zwei enthält die Last der Vibrationsplatte als statische Last mit einem dynamischen Anteil von $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$, dies entspricht ca. 12 % der Gesamtmasse, vgl. Abschnitt 9.2.

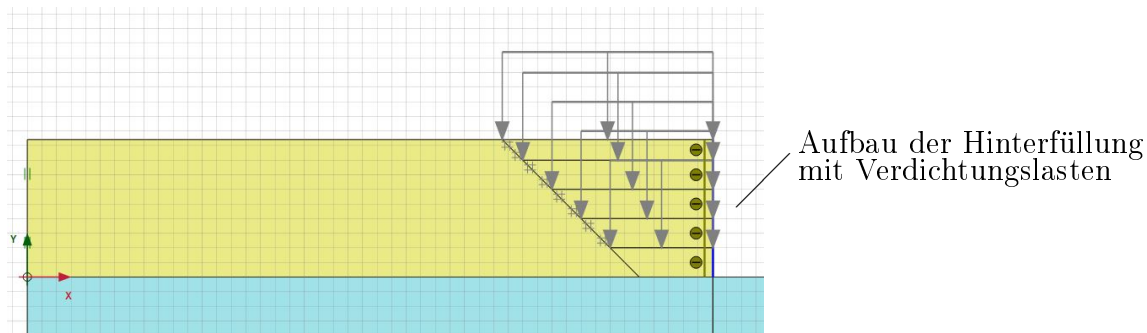


Abbildung 9.1: Numerisches Modell zur Untersuchung einer Verdichtung

9.2 Verdichtungsgeräte

Die Daten der Verdichtung sind anhand einer handelsüblichen Vibrationsplatte der Firma BOMAG [5] ermittelt worden.

- Gewicht 6,9 [kN]
- Frequenz 50 [Hz]
- Zentrifugalkraft 100 [kN]
- Amplitude 2,70 [mm]

Darüber hinaus gibt es noch viele weitere Variationen von Verdichtungsgeräten, die zur Verdichtung von Hinterfüllungen verwendet werden können. Beispielsweise können auch Stampfer oder Vibrationswalzen zweckmäßig eingesetzt werden.

9.3 Auswirkungen auf den Erddruck bei zyklischer Belastung infolge von Verdichtungsarbeiten

In diesem Abschnitt werden die Erddruckverteilungen der jeweilig aufgetragenen Schicht vor und nach der Verdichtungsphase dargestellt. Außerdem ist in jedem Einzeldiagramm auch die Verdichtungskurve gezeigt, die anhand [28] analytisch ermittelt wird (vgl. Kapitel 4.2.6).

Es ist festzustellen, dass der Erddruck in jeder betrachteten Schicht grundsätzlich vor der Verdichtung dem Erdruhedruck (dreiecksförmiger Verlauf) ähnelt (vgl. Abbildungen 9.2 bis 9.4). Eine Erhöhung des Erddrucks infolge Verdichtung kann ebenfalls festgestellt werden (vgl. Abbildung 9.2). Gemäß DIN 4085 erzielt eine Verdichtungsarbeit nur in einer bestimmten Tiefe Auswirkungen auf den Erddruck. Es ist allerdings zu erkennen, dass die Verdichtungsarbeit, welche auf der Geländeoberkante wirkt, auch noch bis in einer Tiefe von fast 10 m Auswirkung zeigt. Außerdem wird die in der DIN 4085 [28] beschriebene Erddruckfigur nach Abbildung 4.8 durch die numerische Simulation der Verdichtung nicht vollständig erreicht.

Zusätzlich sind noch Berechnungen mit dem identischen numerischen Modell erstellt worden, die allerdings ein höheres Zeitintervall für die Verdichtungsarbeit beinhalten, also eine längere Verdichtungsdauer simulieren. Im ersten Schritt wurde ein Zeitintervall der Verdichtungsphasen von 0,1 s verwendet. Dies ergibt bei einer Frequenz von 50 Hz jeweils fünf Be- und Entlastungen des Verdichtungsgeräts. Da eine realistische Betrachtung des Zeitintervalls erheblichen Rechenaufwand bedeutet, sind die Modelle in einem zweiten Schritt mit einem Zeitintervall von 10 s berechnet worden. Mit diesem Zeitintervall

wurden bei einer Frequenz von 50 Hz bereits 500 Be- und Entlastungen des Verdichtungsgeräts simuliert.

Die Ergebnisse mit dem erhöhten Zeitintervall sind in Abbildung 9.4 dargestellt.

Verdichtung mit 0,1 s Zeitintervall

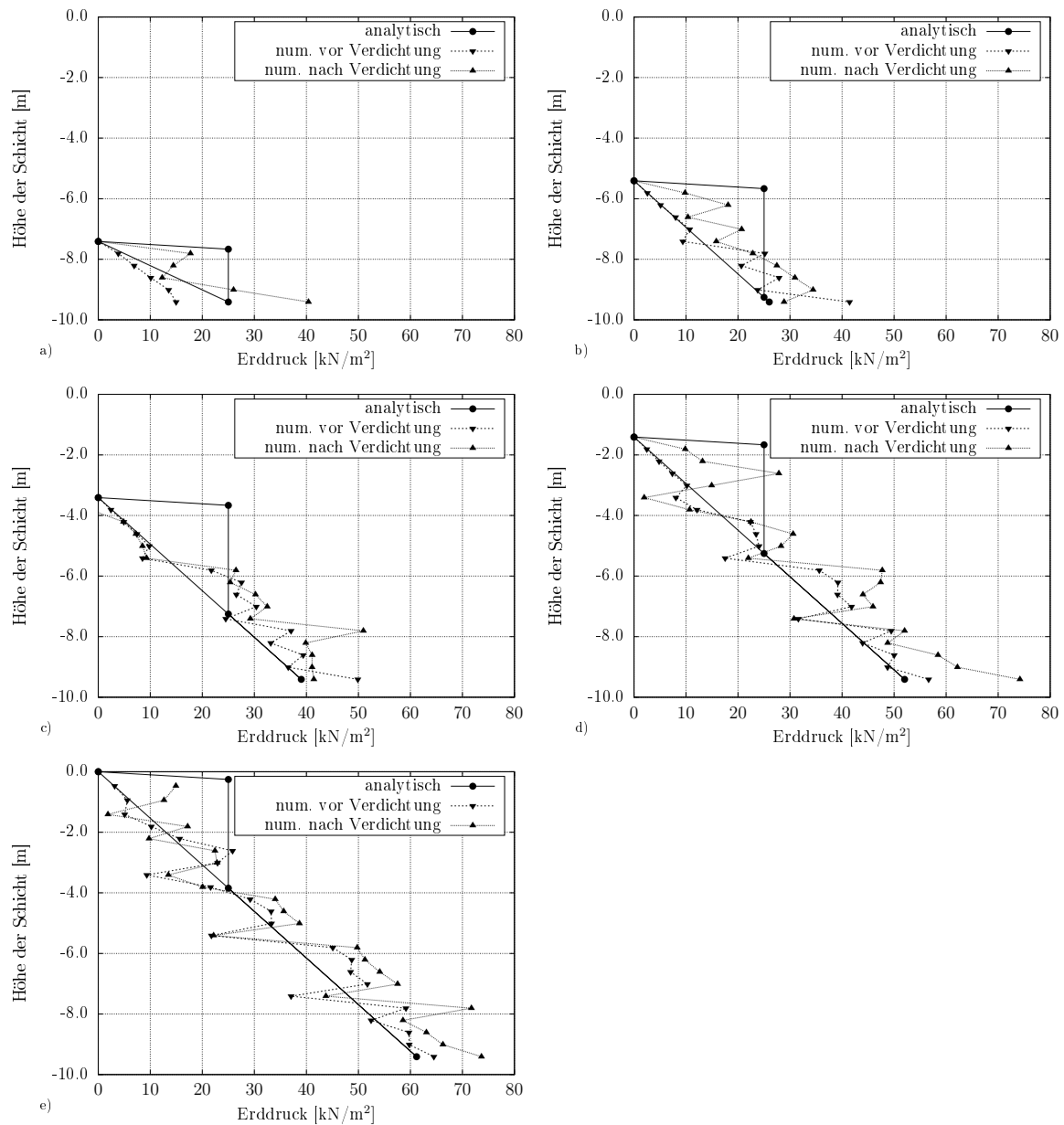


Abbildung 9.2: Verdichtung der Schichten 1 bis 5 (a) bis e)), volle statische und dynamische Last

In Abbildung 9.3 sind die Ergebnisse aus Berechnungen dargestellt, in denen die Verdichtungsphase ausschließlich eine dynamische Last $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ enthält. Der statische Anteil der Last ist identisch zu den o. g. Angaben aus Abschnitt 9.2. In den Erddruckverläufen ist zu erkennen, dass sich die Verdichtungsphasen kaum auf den Erddruck auswirken. Zwar ist eine geringe Erhöhung der Spannungen zu erkennen, jedoch wird die analytisch ermittelte Erddruckfigur der Verdichtungsarbeit nicht erreicht.

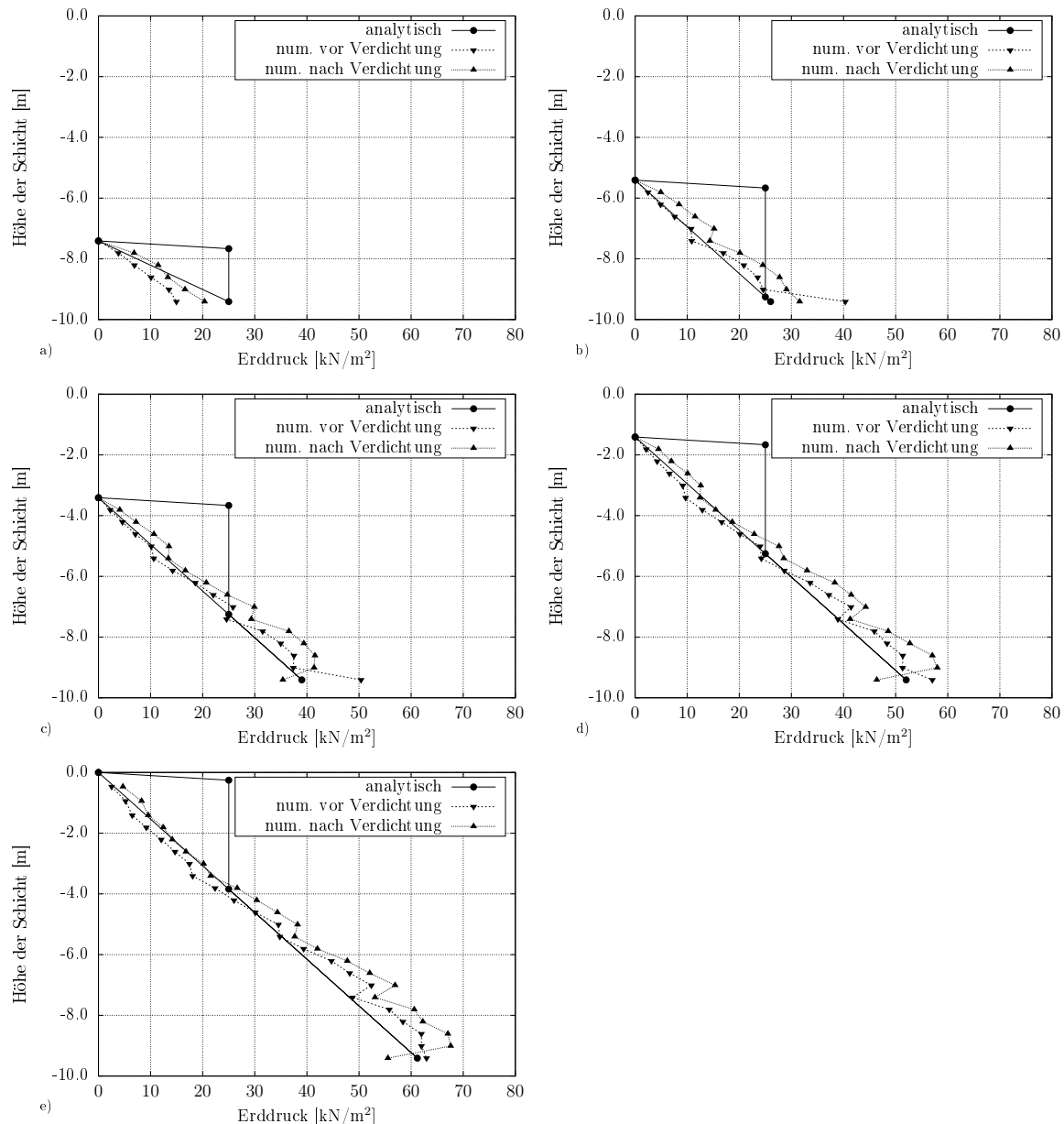


Abbildung 9.3: Verdichtung der Schichten 1 bis 5 (a) bis e)), $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Verdichtung mit 10 s Zeitintervall

In diesem Abschnitt sind die Ergebnisse dargestellt, in denen die lagenweise eingebrachten Bodenschichten mit einer verlängerten Verdichtungsdauer berechnet wurden. In Abbildung 9.4a) ist im Vergleich zu Abbildung 9.2a) ein deutlicher Anstieg des Verdichtungserddrucks zu erkennen, der fast mit dem analytisch ermittelten Verdichtungserddruck übereinstimmt. Jedoch kommt es in den weiteren Bodenschichten (Abbildungen 9.4b) bis e)) zu einer vielfachen Überschreitung der zuvor berechneten Erddrücke. Vereinzelt werden Erddrücke von bis zu 700 kN/m^2 berechnet.

Es kann beobachtet werden, dass der Erddruck vor der Verdichtung der jeweiligen Schicht exakt mit dem Erdruchdruck übereinstimmt. In den darunter liegenden Schichten ist der Erddruck aus der zuvor aufgebrauchten Verdichtung noch erkennbar.

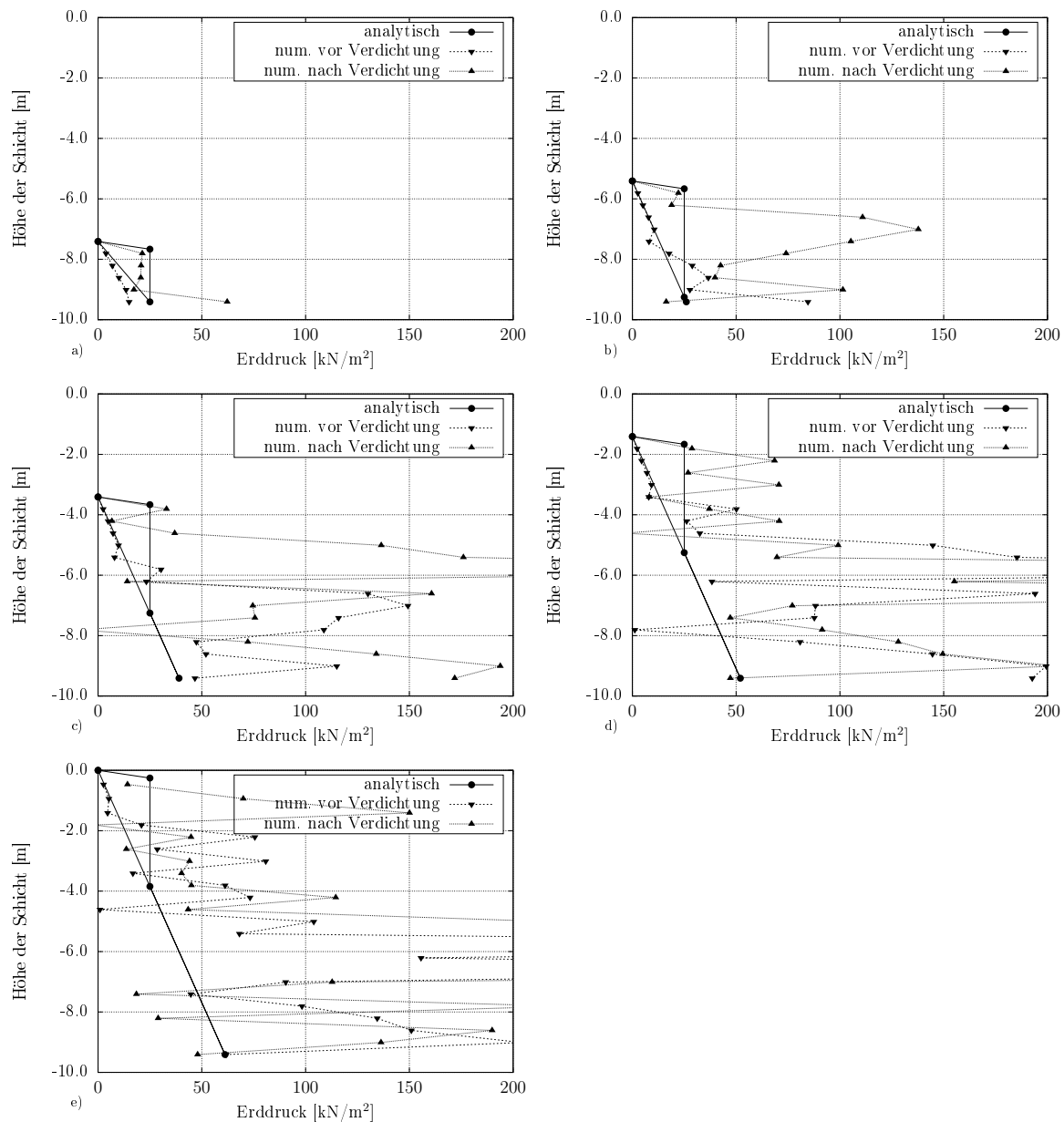


Abbildung 9.4: Verdichtung der Schichten 1 bis 5 (a) bis e)), volle statische und dynamische Last

Da bei den Berechnungen aus Abbildung 9.4 davon ausgegangen werden kann, dass der dynamische Lastanteil deutlich überschätzt wird, sind die Bodenschichten ebenfalls mit einem reduzierten dynamischen Lastanteil von $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ berechnet worden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 9.5 dargestellt.

Infolge der Verdichtung kommt es zu einem Anstieg des Erddrucks in den Bodenschichten, jedoch erreicht der numerisch berechnete Verdichtungs-erddruck nicht den analytisch ermittelten. Im Vergleich zu Abbildung 9.4 werden maximale Spannungen von 200 kN/m^2 berechnet.

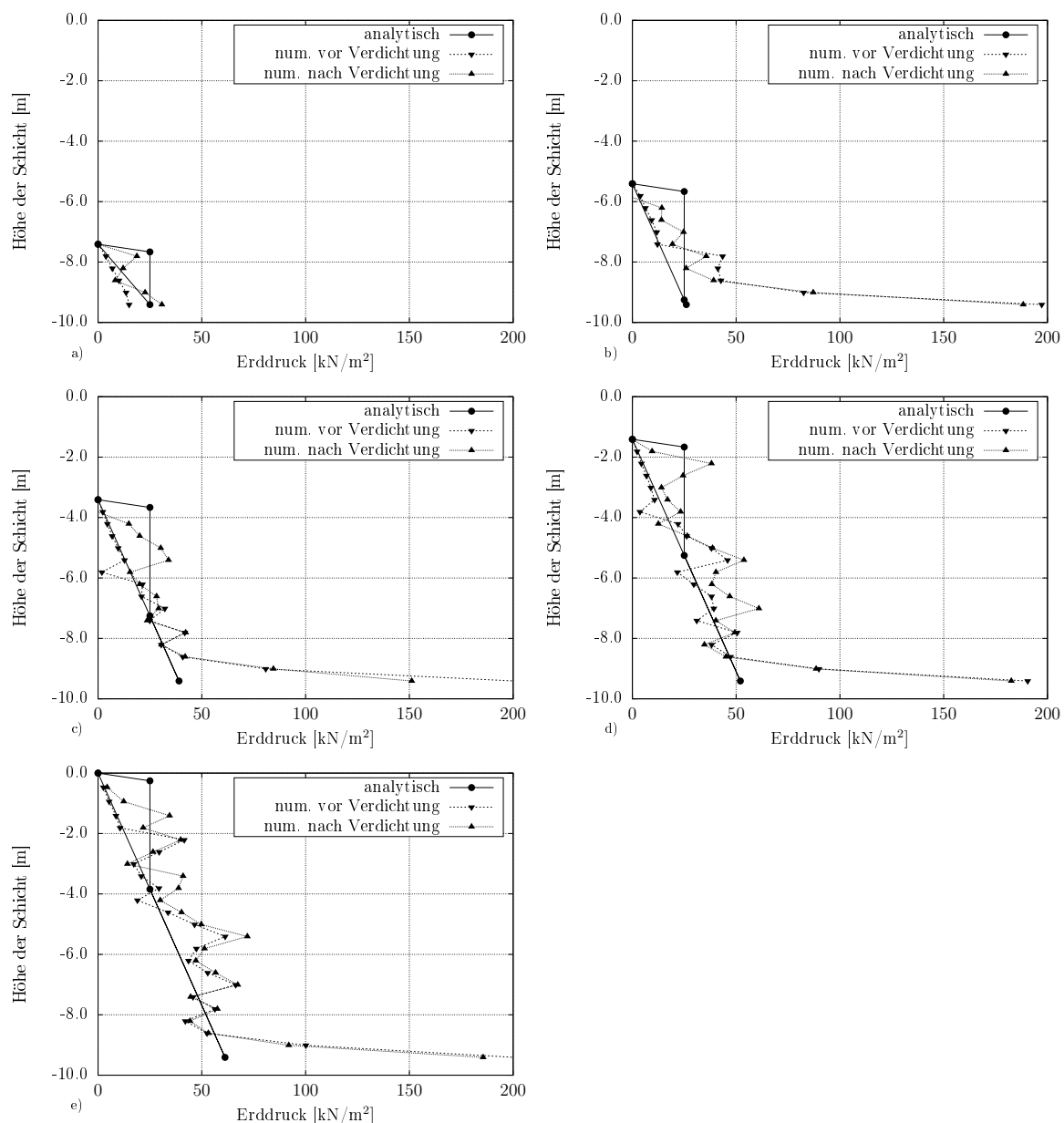


Abbildung 9.5: Verdichtung der Schichten 1 bis 5 (a) bis e)), $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Als Ausgangsmodell für die weitere Berechnung des zyklischen Erddrucks wird eine Belastungsdauer von 10 s sowie eine dynamische Verdichtungslast von $q_{\text{dyn}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Die Ergebnisse des Erddrucks infolge Verdichtung sind in Abbildung 9.5 dargestellt.

Nachdem die Hinterfüllung in fünf Schichten aufgebracht und verdichtet wird, folgen die Zyklen der Verschiebung analog zu Kapitel 7.2.3. Da bereits festgestellt wurde, dass nach einigen Zyklen kein wesentlicher Unterschied mehr im Erddruckverlauf zu erkennen ist (vgl. Abbildung 7.7), sind für diese Berechnung nur die ersten zehn Jahreszyklen abgebildet worden. Die Ergebnisse sind Abbildung 9.6 zu entnehmen.

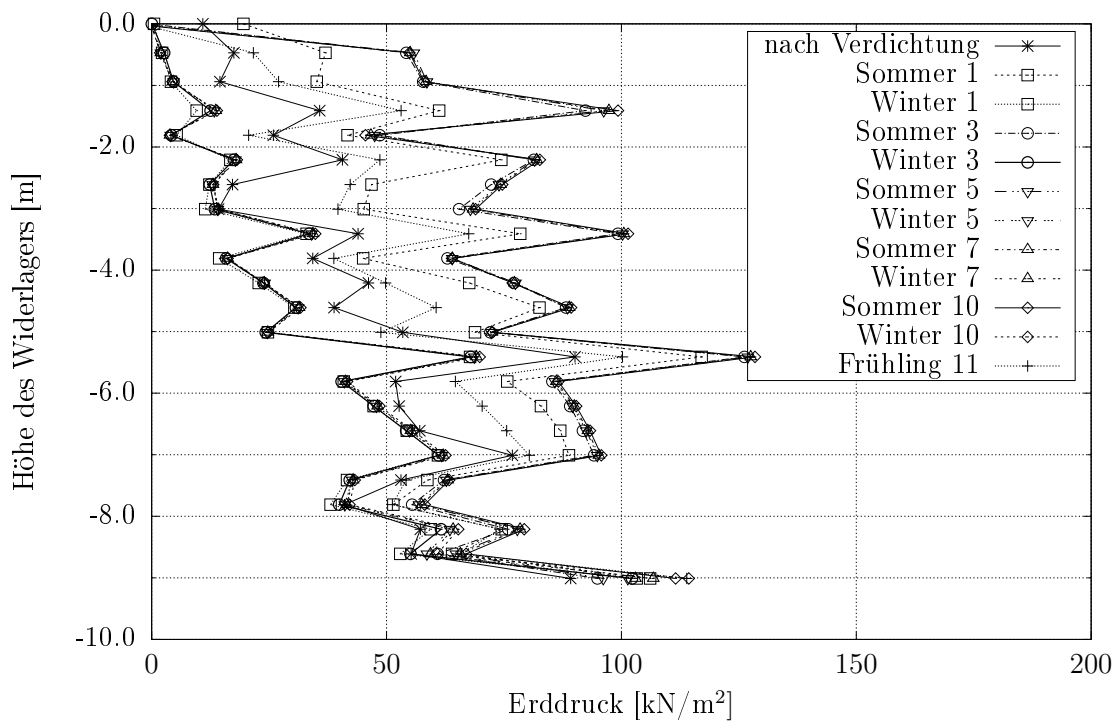


Abbildung 9.6: Erddruck nach Verdichtung

Um einen genauen Vergleich zwischen den Varianten *mit* und *ohne Verdichtung* zu erhalten, werden die jeweiligen Erddruckverläufe des zehnten Sommers miteinander verglichen. In Abbildung 9.7 sind zusätzlich noch der mobilisierte passive Erddruck nach VOGT sowie der Erddruck vor Beginn der Verschiebungszyklen dargestellt.

Teilweise ist zu erkennen, dass der Erddruck nach Verdichtung im zehnten Sommer den Erddruck ohne Verdichtung übersteigt, aber ebenfalls einen stark alternierenden Verlauf aufweist, was an der lagenweisen Verdichtung des Bodens liegt.

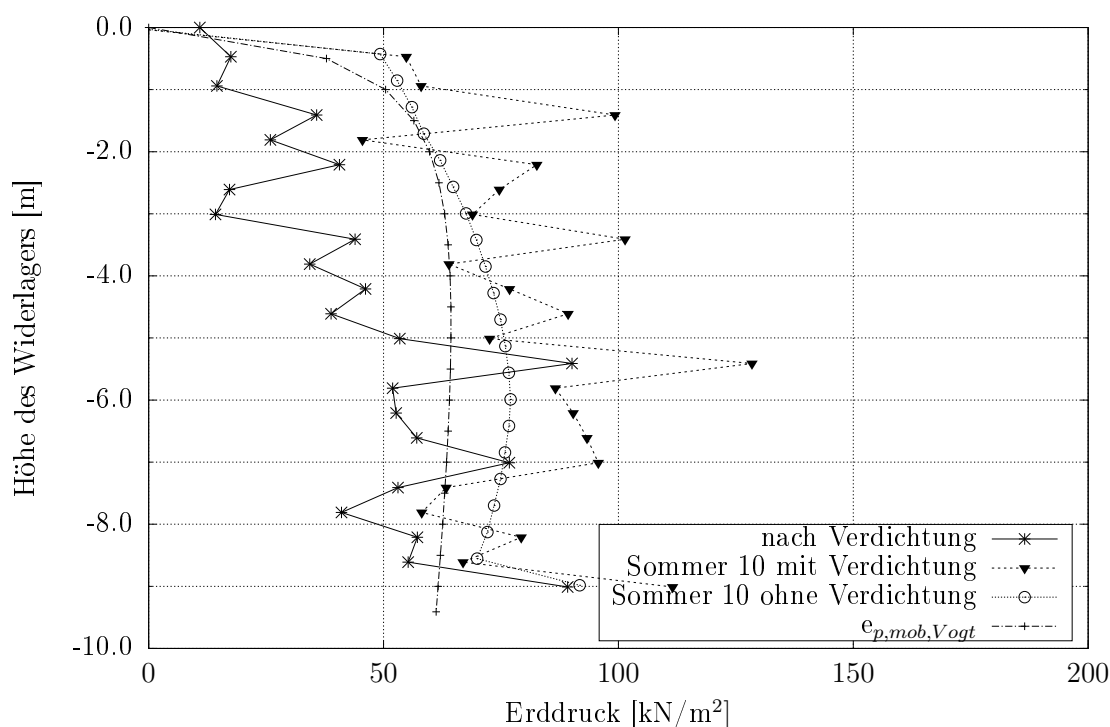


Abbildung 9.7: Erddruck nach Verdichtung

9.4 Bewertung der Ergebnisse

Die numerisch ermittelten Erddruckverläufe infolge von Verdichtung können nur bedingt abgebildet werden. Sie stimmen nur teilweise mit dem analytischen Verdichtungserddruck überein und übertreffen diese vereinzelt um ein Vielfaches. Bereits in Abschnitt 5.2.2 wurde darauf hingewiesen, dass das Hardening-Soil Stoffmodell nicht für die Berechnung von zyklischen Verdichtungen geeignet ist.

Bei der numerischen Verdichtungsberechnung werden die einzelnen Bodenelemente bei Belastung in immer andere Lagerungen gebracht. Auch die Steifigkeit des Bodens ändert sich infolgedessen. Das bedeutet, dass sich beim Hardening-Soil Stoffmodell während der Berechnung stetig andere Stoffparameter ergeben und dies zu den folgenden Abbruchkriterien führt.

Um die Ergebnisse interpretieren zu können, werden die sog. 'Plastic Points' nach der Berechnung ausgelesen, die Elemente anzeigen, die sich bereits im plastischen Zustand befinden (vgl. Abbildung 9.8).

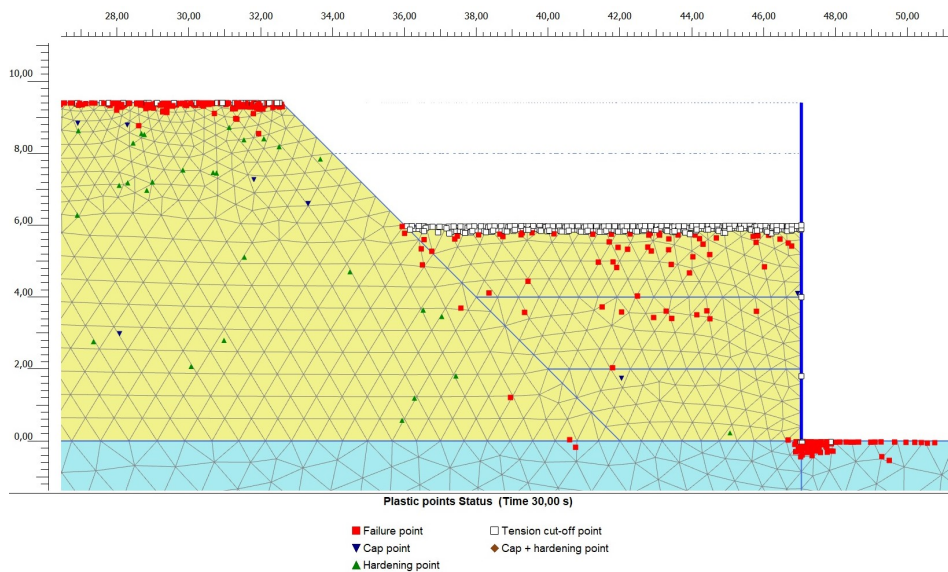


Abbildung 9.8: Grafische Ausgabe der Plastic Points nach der dritten verdichteten Schicht

Die in rot dargestellten Punkte zeigen jene Elemente an, bei denen der berechnete Spannungszustand auf der Oberfläche der Fließfläche liegt (vgl. Abbildung 5.1) [61].

In der Nähe der Oberfläche der dritten Verdichtungsschicht befinden sich viele weiße Punkte, die anzeigen, dass bei diesen Elementen das Kriterium zum Spannungsabbruch angewendet wurde.

Zusätzlich zu den Plastic Points ist das Verformungsbild (Deformed mesh) nach der Verdichtung hilfreich.

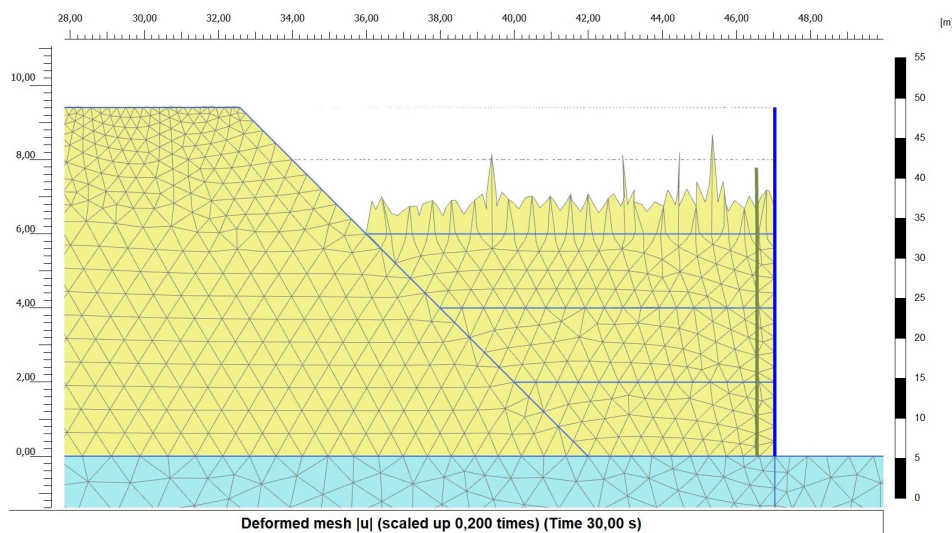


Abbildung 9.9: Grafische Ausgabe der Vertikalverformungen nach der dritten verdichteten Schicht

In Abbildung 9.9 ist zu erkennen, dass der obere Rand der dritten Schicht nach der Ver-

dichtung nach oben verschoben ist. Die oberen Elemente werden infolge der dynamischen Verdichtung nicht komprimiert sondern dekomprimiert. Die maximale Verschiebung von $u_{\max} = 13,39$ m wird bei einem einzigen Bodenteilchen berechnet, das aber beim Aufbringen der nächsten Bodenschicht wieder in seine normale Position gebracht wird.

Aufgrund der hier dargestellten Unregelmäßigkeiten, kommt es in den Abbildungen 9.2 bis 9.5 zu keinen stetigen sondern stark alternierenden Verläufen des Erddrucks. Auch in Abbildung 9.7 ist deutlich zu sehen, dass die Erddrücke nach dem Aufbringen einer Verdichtungslast nicht eindeutig sind.

Aufgrund der in diesem Kapitel dargestellten Unstimmigkeiten sollte der numerisch zu berechnende Verdichtungserddruck in weiteren Forschungsarbeiten näher untersucht werden.

10 Großversuch Brücke „Buddenacker“

10.1 Vorstellung des Bauprojekts

Im Zuge des Ausbaus der vierstreifigen Bundesstraße B1 zur sechsstreifigen Bundesautobahn A40 zwischen Dortmund-Ost und dem Autobahnkreuz Dortmund/Unna sollen insgesamt fünf Brückenbauwerke auf einer Strecke von 9,5 km ersetzt werden. Der erste Neubau einer Brücke über die B1 ist das Bauwerk Nr. 5 (Buddenacker) in Dortmund-Sölde, das in integraler Bauweise erstellt wird (vgl. Abbildung 10.1). Die Umsetzung und Durchführung des gesamten Projekts wird von der DEGES im Auftrag des Bundes übernommen [12].

Der Lehrstuhl Geotechnik der TU Dortmund bearbeitet in Zusammenarbeit mit der DEGES als Industriepartner ein Transfer-Forschungsprojekt der DFG zur Untersuchung des Bemessungserddrucks und der Setzungsentwicklung bei integralen Brücken. Ziel des Forschungsprojekts ist, die bestehenden Bemessungsansätze für Widerlagerwände von integralen Brücken zu überprüfen und mit Vergleichsrechnungen zu validieren.

Bei dem Ersatzbau handelt es sich um eine Verbundbrücke in integraler Bauweise mit einer Stützweite von 48,90 m. Es sind fünf Trägerachsen als Hohlkastenprofil mit aufbetonierter Fahrbahnplatte geplant. In den Rahmenecken werden die Hohlkastenprofile zusätzlich ausbetoniert, um eine höhere Steifigkeit zu erzielen. Die Widerlager haben in Höhe des Überbaus eine Dicke von 2,60 m und in Höhe der Gründungssohle eine Dicke von 5,80 m. An den seitlichen Enden der Widerlager sind sogenannte Flügelwände angeordnet. Ein Ausschnitt der Widerlagerdarstellung ist in Abbildung 10.2 gegeben.

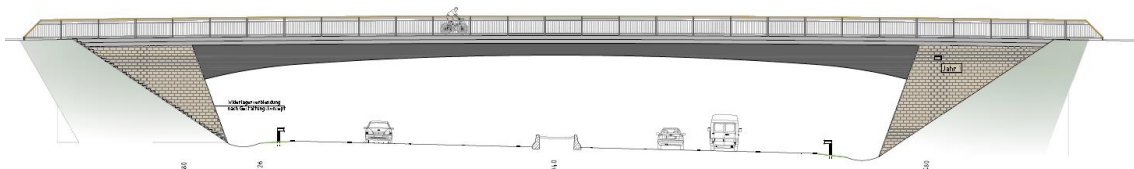


Abbildung 10.1: Ansicht der integralen Brücke in Dortmund-Sölde [4]

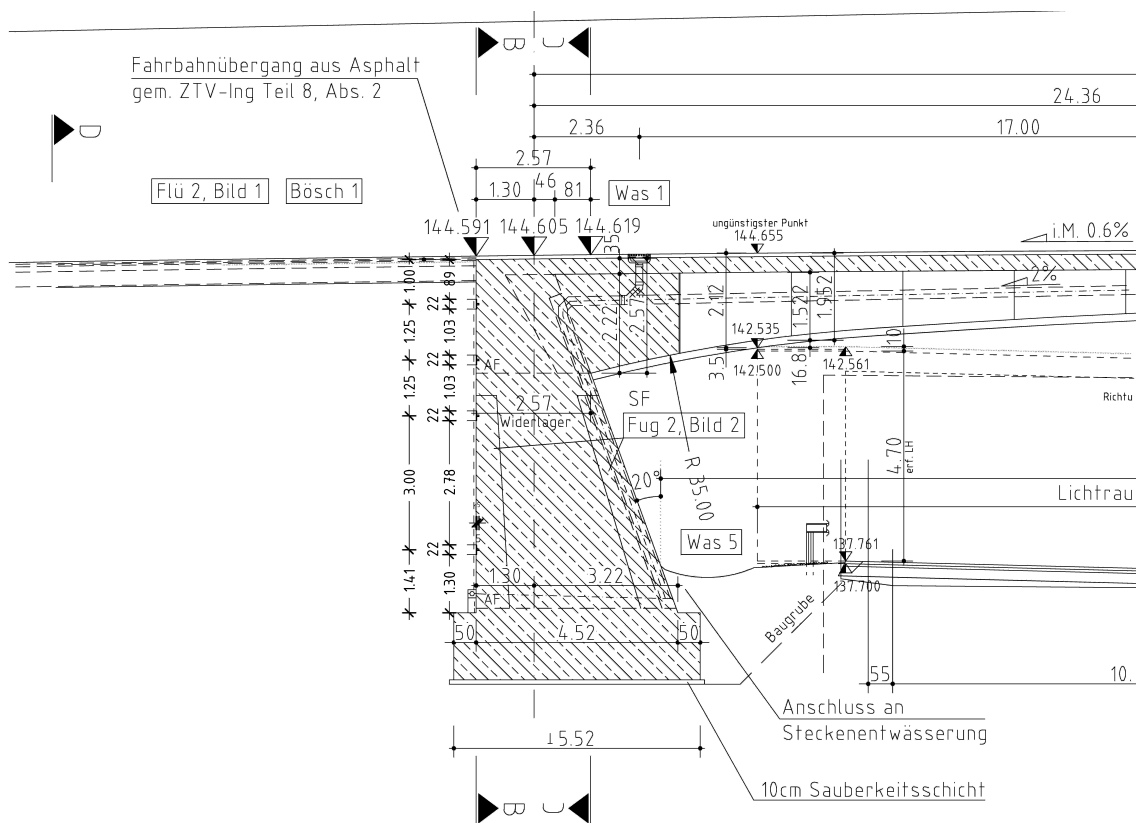


Abbildung 10.2: Schnitt durch das Widerlager [4]

10.2 Erddruckmessung

10.2.1 Verwendete Erddruckgeber

Zur Messung des Erddrucks auf die Widerlagerwände sind beim Bau kleine Nischen (220 x 320 x 15 [mm]) vorgesehen, in denen die Erddruckgeber montiert werden. Ein Erddruckgeber ist beispielhaft in Abbildung 10.7 dargestellt und eine Übersicht in Abbildung 10.5. Es werden Erddruckgeber des Typs S 23/30 A 500 der Firma Glötzl mit einem Messbereich zwischen 0 und 500 kN/m² verwendet. Insgesamt werden je Brückenseite 12 Erddruckgeber in die Widerlager eingebaut (vgl. Abbildung 10.5). Die Anordnung der Erddruckgeber kann den Abbildungen 10.3 und 10.4 entnommen werden.

Je Brückenseite sind zwei Temperatursensoren (Typ PT 100 5/50 der Firma Glötzl) an den Stahlträgern befestigt (vgl. Abbildung 10.2.1), damit ein direkter Bezug zwischen Außentemperatur und Erddruck hergestellt werden kann. Die gemessenen Daten aus Erddruckgebern und Temperatursensoren werden jeweils gebündelt in einem Datenlogger DL 8 (vgl. Abbildung 10.6) der Firma Glötzl gespeichert.

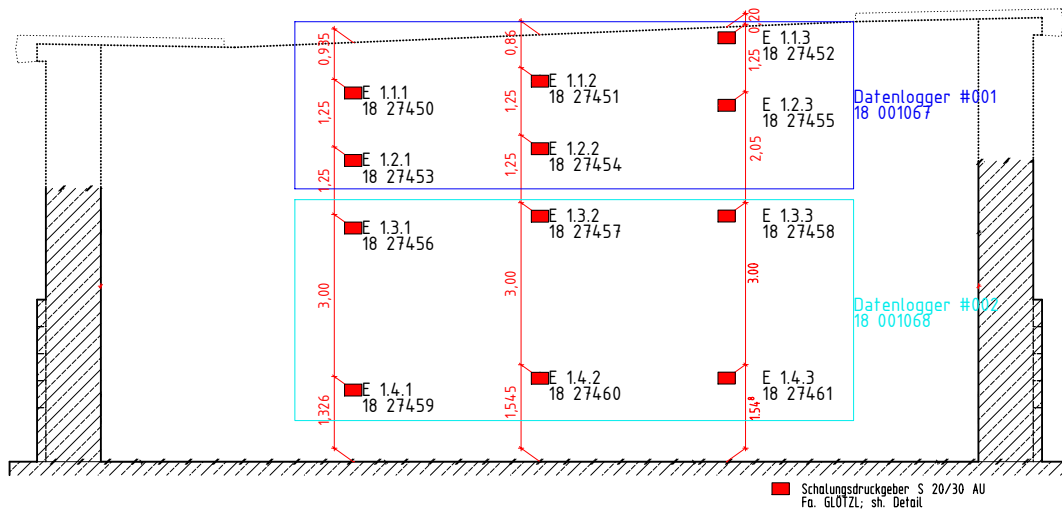


Abbildung 10.3: Anordnung und Bezeichnung der Erddruckgeber der Achse 10 (Süd)

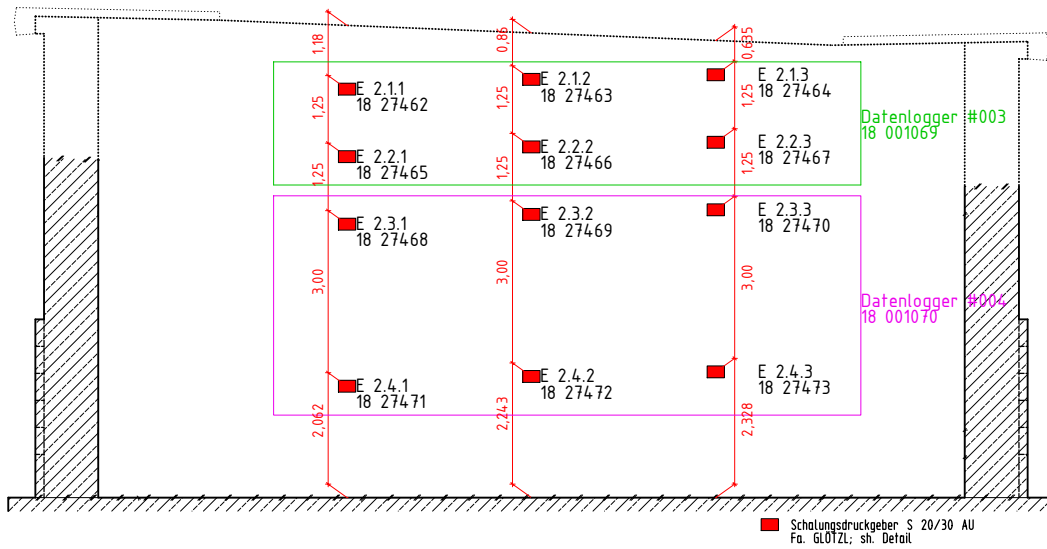


Abbildung 10.4: Anordnung und Bezeichnung der Erddruckgeber der Achse 20 (Nord)



Abbildung 10.5: Widerlagerwand



Abbildung 10.6: Gehsteigverteiler mit Datenloggern



Abbildung 10.7: Eingebauter Erddruckgeber



Abbildung 10.8: Aufgeklebter Temperatursensor auf einen Stahlträger

10.2.2 Aufbau und Material der Hinterfüllung

Die Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) [7] enthalten Vorgaben für die Ausführung von Hinterfüllungen bei Brücken im Hinblick auf die Entwässerung und verweisen auf die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTV E-StB 17 [36] zur Verwendung geeigneter Böden (vgl. Abbildung 10.9). Als Böschungsneigung für den Einbau der Hinterfüllung ist 45° vorgegeben.

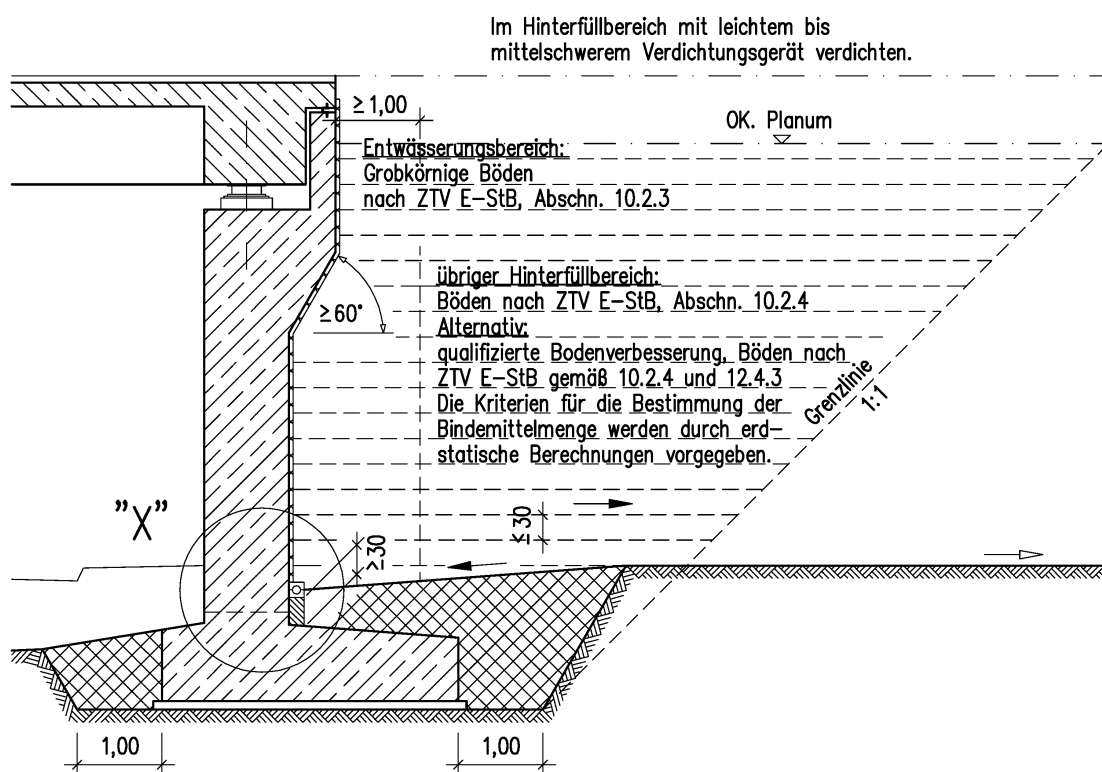


Abbildung 10.9: Aufbau der Widerlagerhinterfüllung gemäß RiZ-ING Was 7 [7]

Abschnitt 10.2.4 der ZTV E-StB [36] enthält Vorgaben für die Bodenart einer geeigneten Hinterfüllung, dies sind z. B.

- grobkörnige Böden der Bodengruppen SW, SI, SE, GW, GI, GE
- gemischtkörnige Böden der Bodengruppen SU, ST, GU, GT
- gemischtkörnige Böden der Bodengruppen SU*, ST*, GU*, GT*, und feinkörnige Böden der Bodengruppen TL, TM, UM, UL, in Verbindung mit einer qualifizierten Bodenverbesserung
- [...]

Die genannten Bodengruppen sind in der DIN 18196 [26] beschrieben. Der Feinanteil (d. h. Korn- $\varnothing \leq 0,063$ mm) bei grobkörnigen Böden muss im Bereich < 5 Gew. – % liegen, bei den genannten gemischtkörnigen Böden im Bereich von 5 Gew. – % bis 15 Gew. – %. Beim Bauwerk Buddenacker hatte die bauausführende Firma ein sandiges Material für die Bauwerkshinterfüllung vorgeschlagen (vgl. Abbildung 10.10). Beprobte wurde ein eng gestufter Sand, an dem folgende Laborversuche durchgeführt wurden: Bestimmung des Wassergehalts, Rahmenscherversuch und Proctorversuch. Die Kornverteilungskurve dieses Sandes ist in Abbildung 10.10 dargestellt. Die Proctordichte des Bodens beträgt $\rho_{Pr} = 1,721$ g/cm³ bei einem optimalen Wassergehalt von $w_{Pr} = 14,5$ % (vgl. Abbildung 10.13). Das Scherverschiebungsdiagramm mit drei Laststufen ist in Abbildung 10.11 dargestellt. Es handelt sich dabei um einen Rahmenscherversuch mit einer Proben-Einbauhöhe von $h = 2,80$ cm. Der Reibungswinkel des Bodens wurde zu $\varphi' = 36,43^\circ$ bei sehr dichter Lagerung (bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,9$) ermittelt.

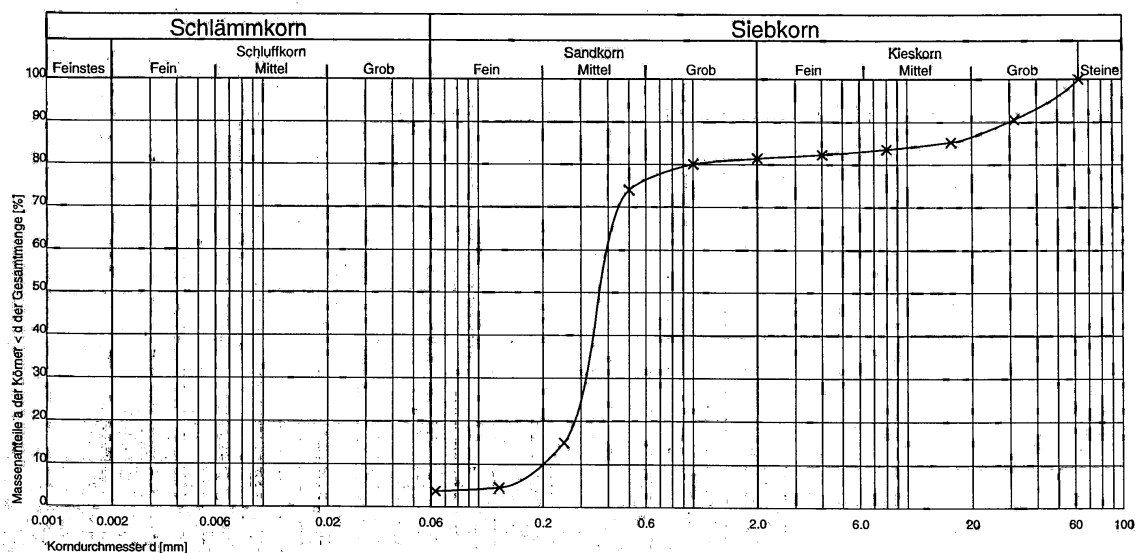


Abbildung 10.10: Kornverteilungskurve des Hinterfüllmaterials [70]

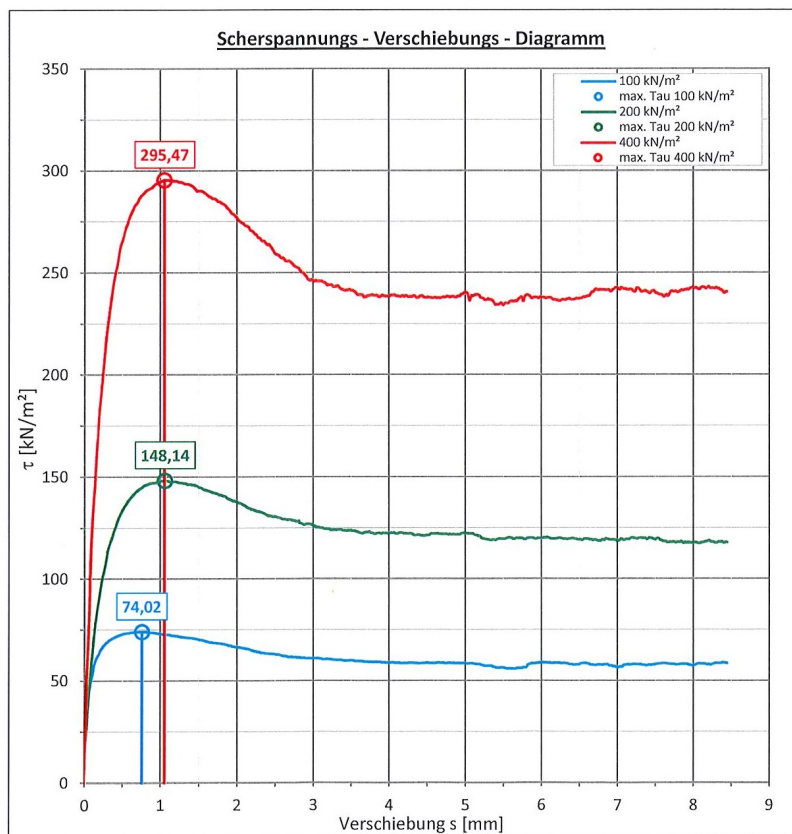


Abbildung 10.11: Scherverschiebungsdiagramm des Hinterfüllmaterials aus drei Rahmenscherversuchen bei sehr dichter Lagerung ($I_D = 0,9$) [70]

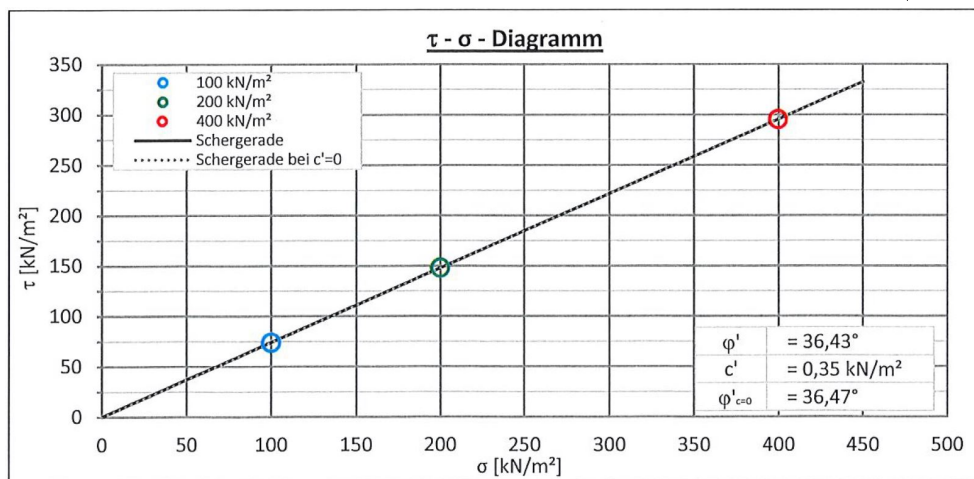


Abbildung 10.12: Auswertung des Rahmenscherversuchs bei sehr dichter Lagerung ($I_D = 0,9$) [70]

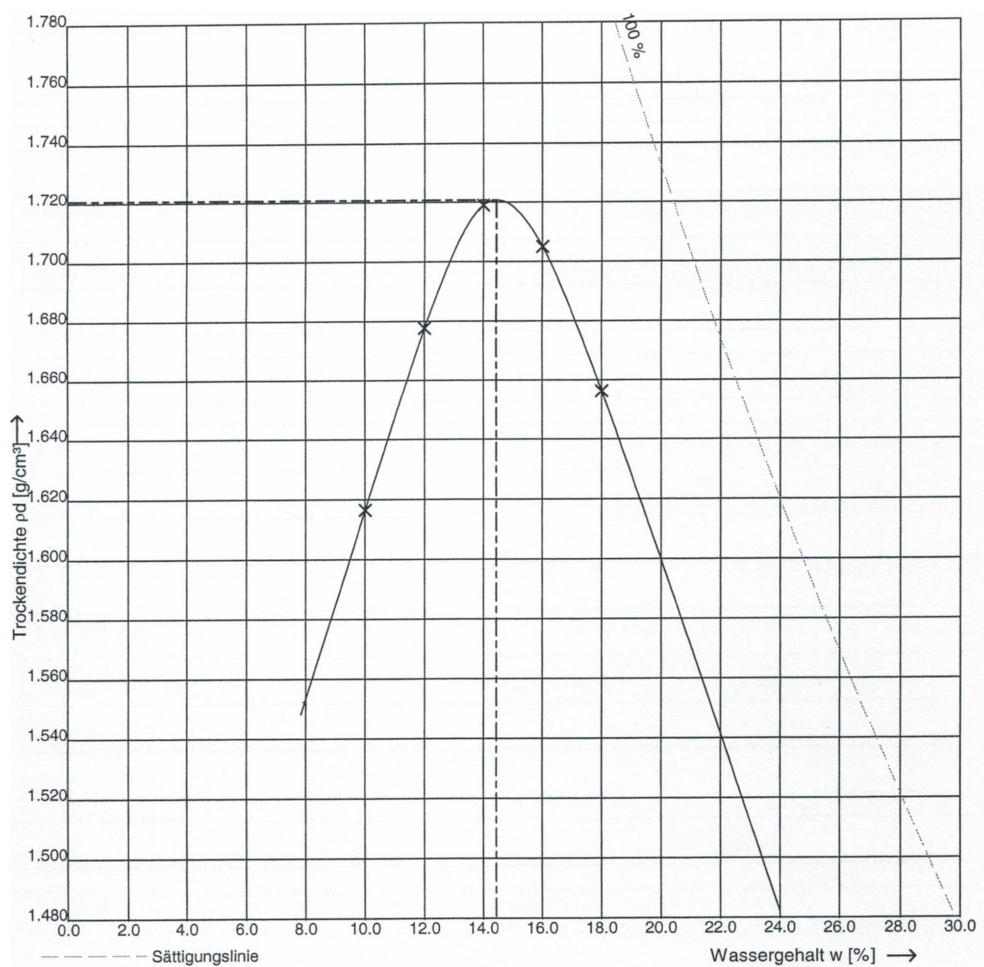


Abbildung 10.13: Ergebnisse des Proctorversuchs des Hinterfüllmaterials [70]

10.2.3 Verdichtung der Hinterfüllung

Die fachgerechte Verdichtung der Hinterfüllung ist im Merkblatt über den Einfluss der Verdichtung auf Bauwerke (M HifüBau) [35] und der ZTV E-StB [36] Abschnitt 10 geregelt. Dort wird ein lagenweiser Einbau des Hinterfüllbodens und die Verdichtung mit geeignetem Verdichtungsgerät vorgeschrieben, wobei die Schüttagendichte von 30 cm nicht überschritten werden darf.

Die Anforderung an den Verdichtungsgrad beträgt bei Hinterfüllungen $D_{Pr} \geq 100\%$ der einfachen Proctordichte, vgl. [36],[27]. Ergänzende Regelungen können vom Baugrundgutachter bestimmt werden. Baubegleitend sind Verdichtungskontrollen der einzelnen Schichten gemäß DIN 18125 [25] durchzuführen.

Abweichend von Abbildung 10.10 wurde ein Hinterfüllmaterial mit leichten Differenzen in der Kornverteilung eingebaut. Die Proctordichte beträgt $\rho_{Pr} = 1,71 \text{ g/cm}^3$ und der optimale Wassergehalt beträgt $w_{Pr} = 12,0\%$. Die entsprechenden Versuche hierzu wurden im geotechnischen Labor des Lehrstuhls Geotechnik der TU Dortmund durchgeführt. Die

Auswertung des Proctorversuchs ist in Abbildung 10.14 dargestellt.

Die Hinterfüllung der Widerlager beider Seiten wurde im Zeitraum vom 7. bis 31. Oktober 2019 eingebaut und verdichtet. Insgesamt wurden 28 Ausstechzylinder zur Verdichtungskontrolle in verschiedenen Einbaulagen in einer Tiefe von ca. 12 cm entnommen. Um den Verdichtungsgrad zu bestimmen, wurden die daran ermittelten Trockendichten mit den Ergebnissen des Proctorversuchs verglichen.

In Abbildung 10.14 sind die untersuchten Einbaudichten mit dem dazugehörigen Proctorversuch des Materials dargestellt. Die dazugehörigen Wertepaare (Trockendichte und Wassergehalt) sind im Anhang C in Tabelle C.1 zu finden.

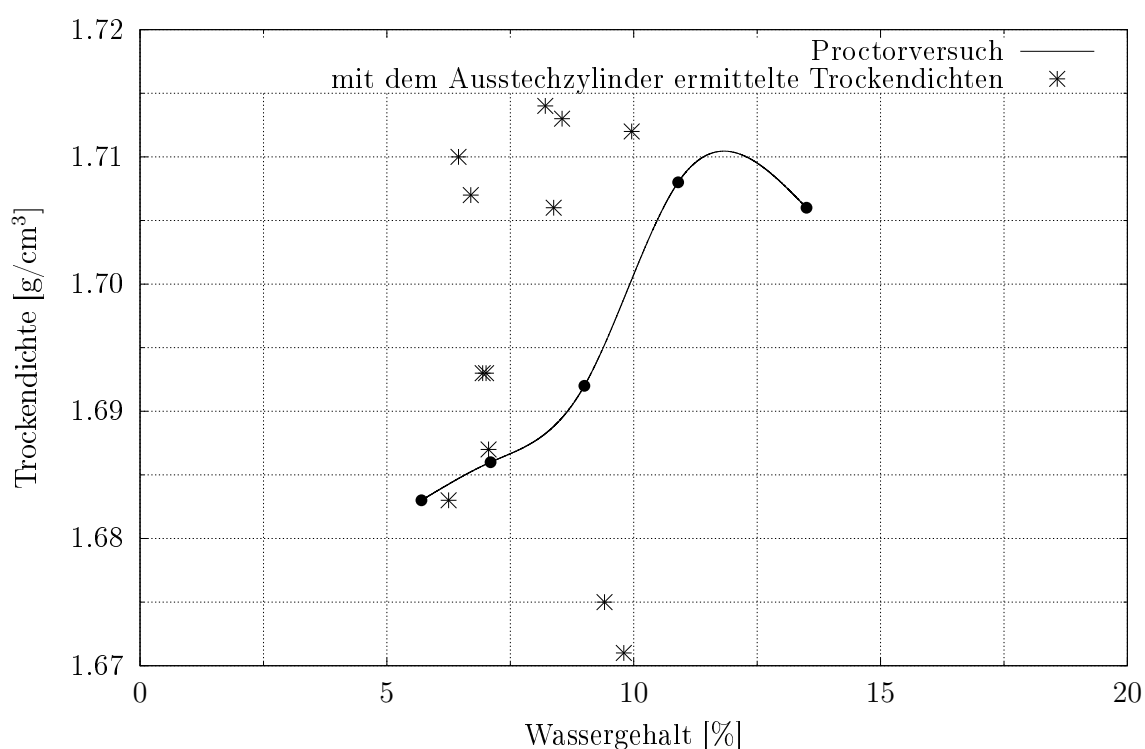


Abbildung 10.14: Proctorversuch mit den Ergebnissen der Probenahme

Aus Abbildung 10.14 geht hervor, dass teilweise trotz geringer Wassergehalte hohe Einbaudichten oberhalb der Proctorkurve erreicht werden konnten. Dies ist möglicherweise auf eine größere Verdichtungsarbeit als im Proctorversuch zurück zu führen. Jedoch kamen auch Proben vor, deren Ergebnisse unterhalb der Proctorkurve liegen und somit eine nicht ausreichende Verdichtung festgestellt wurde.

Vom Ingenieurbüro *geoteam Ingenieurgesellschaft mbH* aus Dortmund wurden zusätzlich mittelschwere und schwere Rammsondierungen durchgeführt, um einen Rückschluss auf die Lagerungsdichte des eingebrachten Materials zu ziehen. Die Lage der Rammsondierungen sind in Abbildung 10.15 dargestellt.

Eine beispielhafte Auswertung der Rammsondierung vom Punkt DPM/DPH E (vgl. Abbildung 10.15) ist in Abbildung 10.16 dargestellt. Dargestellt sind hier die Anzahl der Schläge die benötigt wurden, um das Sondiergestänge jeweils 10 cm in den Boden zu treiben.

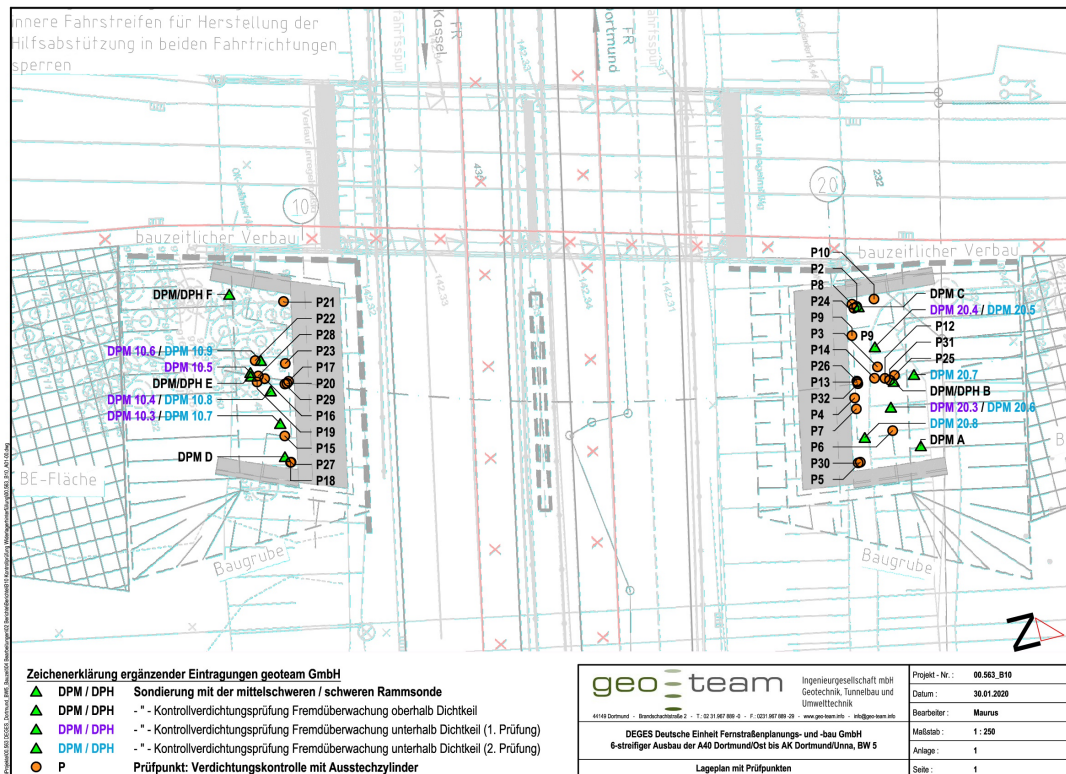


Abbildung 10.15: Lage der Rammsondierungen und der Verdichtungskontrollen [39]

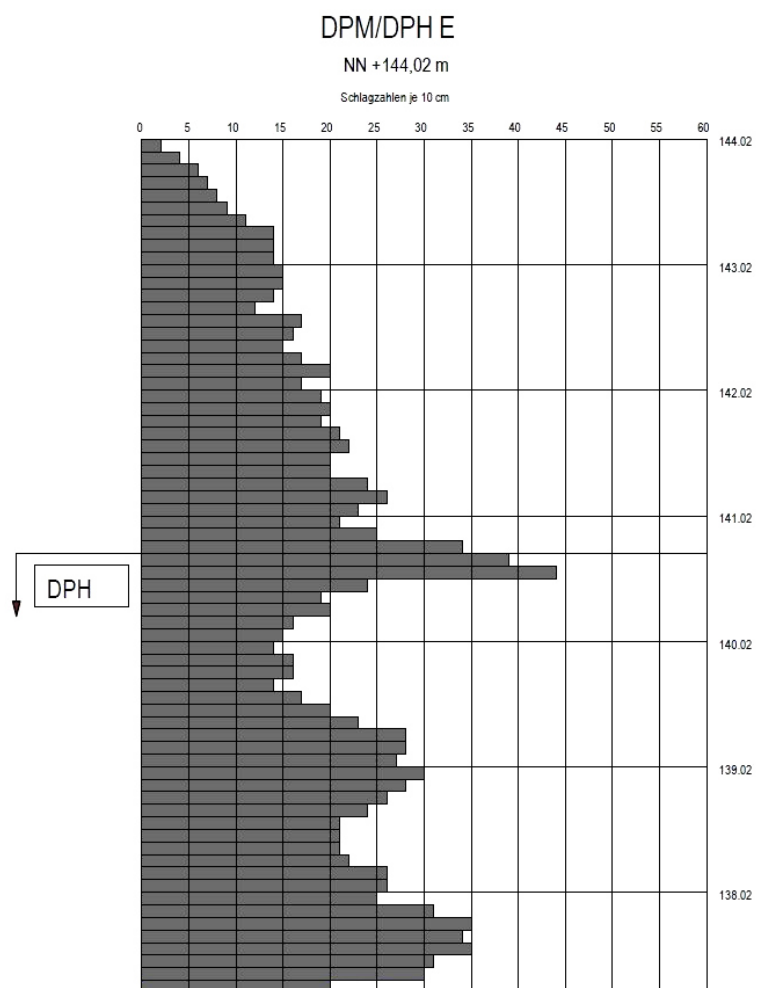


Abbildung 10.16: Auswertung der Rammsondierung im Punkt DPM/DPH E aus Abbildung 10.15 [39]

10.2.4 Ergebnisse und Bewertung

Im Folgenden wird die Erddruckverteilung am Tag nach Abschluss der Verdichtungsarbeiten (01. November 2019, 10:00 Uhr) sowie der numerisch ermittelte Erddruck nach Verdichtung aus Kapitel 9 dargestellt. Es sind für jede Widerlagerseite drei Erddruckverteilungen dargestellt, die sich aus der Anordnung der Erddruckkissen (vgl. Abbildungen 10.3 und 10.4) ergeben.

Achse 10, Süd

In diesem Abschnitt werden die Erddruckverteilungen der Achse 10 (südliches Widerlager) gezeigt. In Abbildung 10.17 sind die Erddruckverteilungen der jeweiligen Messreihen (westliche, mittlere und östliche Reihe) sowie die numerisch ermittelte Erddruckverteilung jeweils nach Verdichtung dargestellt.

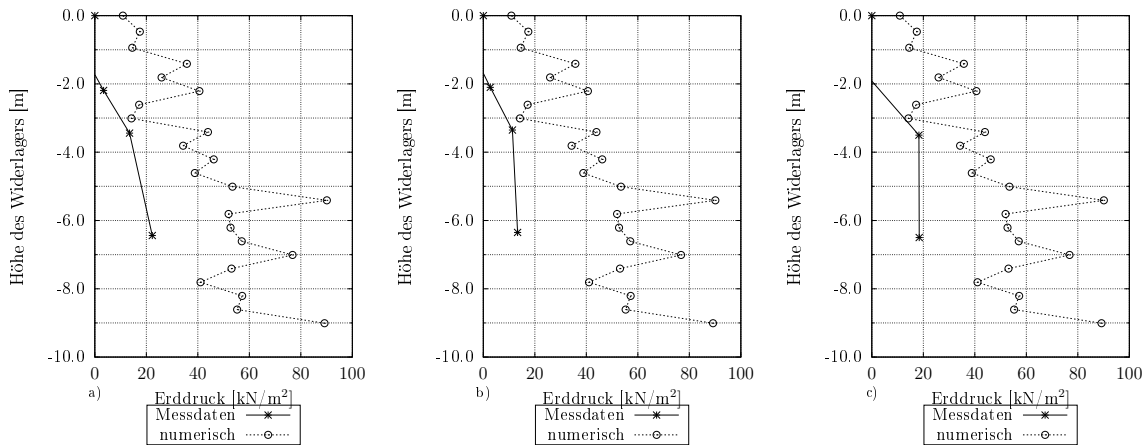


Abbildung 10.17: Erddruck nach Verdichtung der Hinterfüllung am Süd-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe, vgl. Abbildung 10.3

In den Abbildungen 10.18 und 10.19 sind die Erddruckverteilungen in den jeweiligen Messreihen für einen 24 Stunden Messzyklus im Intervall von 3 Stunden sowie einen 30 Tage Messzyklus im Intervall von 3 Tagen dargestellt.

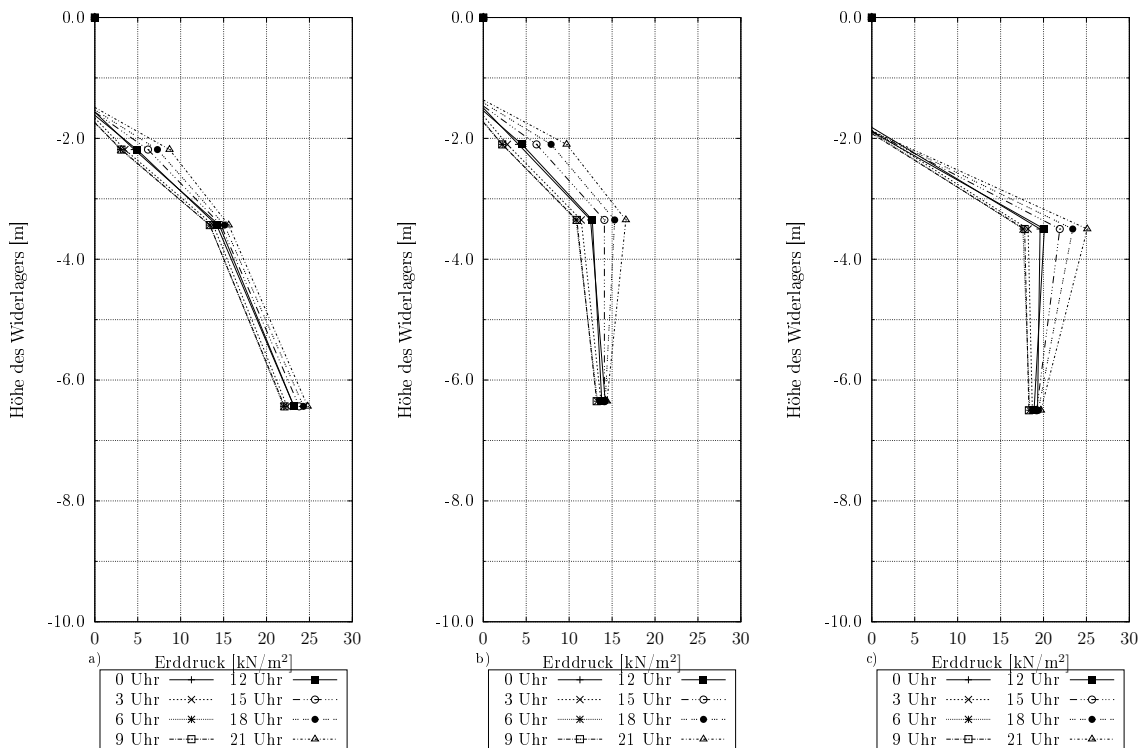


Abbildung 10.18: Darstellung eines 24 Stunden Erddruckzyklus (01.11.2019) im Intervall von 3 Stunden am Süd-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe

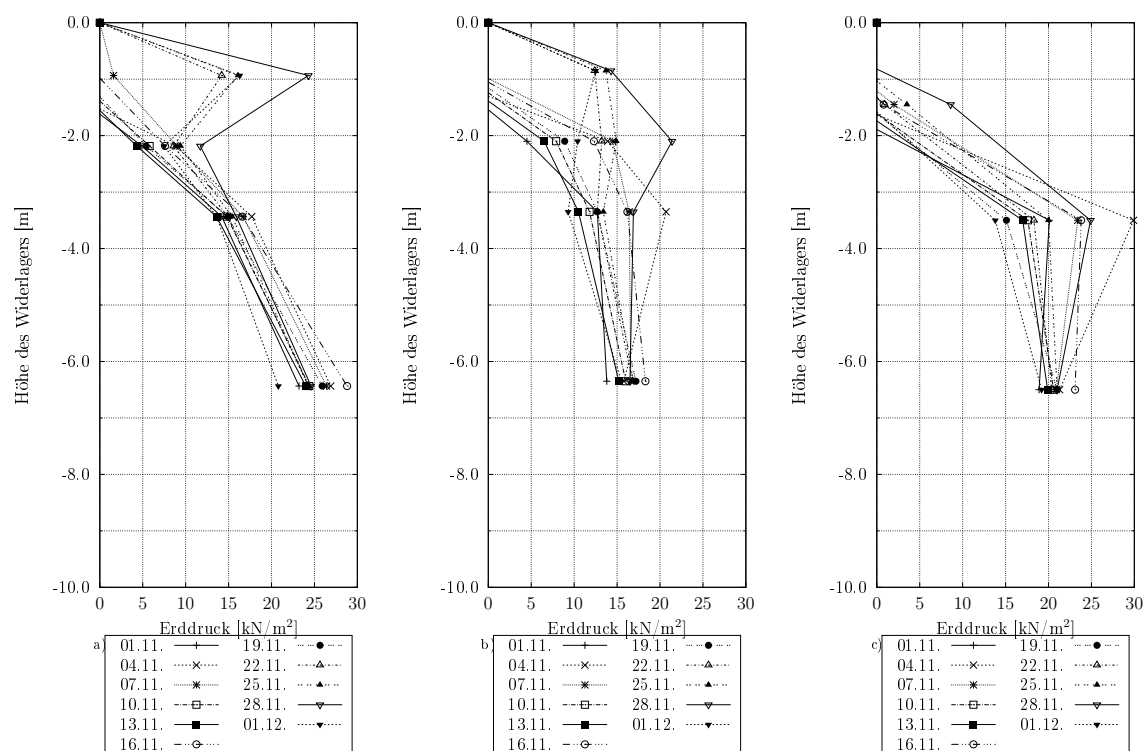


Abbildung 10.19: Darstellung eines 30 Tages Erddruckzyklus (01.11. bis 01.12.2019) im Intervall von 3 Tagen am Süd-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe

Achse 20, Nord

In diesem Abschnitt werden die Erddruckverteilungen der Achse 20 (nördliches Widerlager) gezeigt. In Abbildung 10.20 sind die Erddruckverteilungen der jeweiligen Messreihen (westliche, mittlere und östliche Reihe) sowie die numerisch ermittelte Erddruckverteilung jeweils nach Verdichtung dargestellt.

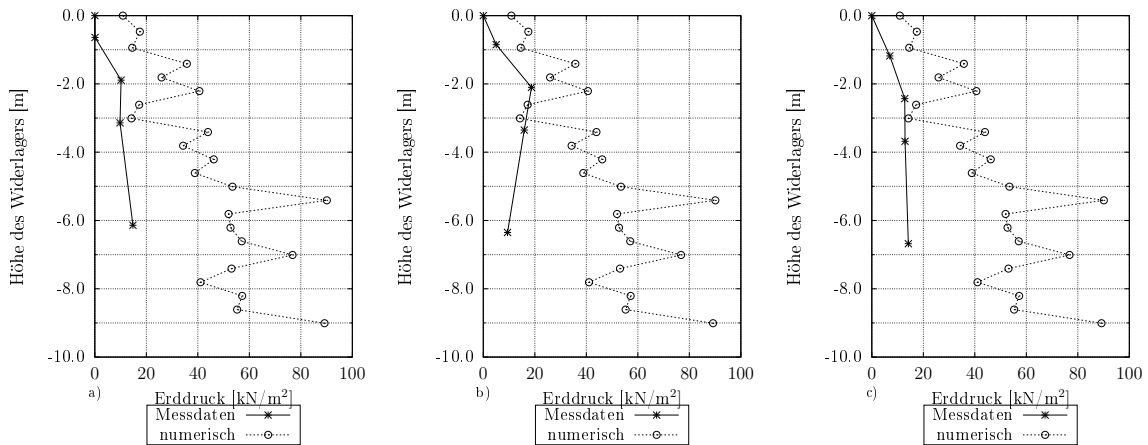


Abbildung 10.20: Erddruck nach Verdichtung der Hinterfüllung am Nord-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe, vgl. Abbildung 10.4

In den Abbildungen 10.21 und 10.22 sind die Erddruckverteilungen in den jeweiligen Messreihen für einen 24 Stunden Messzyklus im Intervall von 3 Stunden sowie einen 30 Tage Messzyklus im Intervall von 3 Tagen dargestellt.

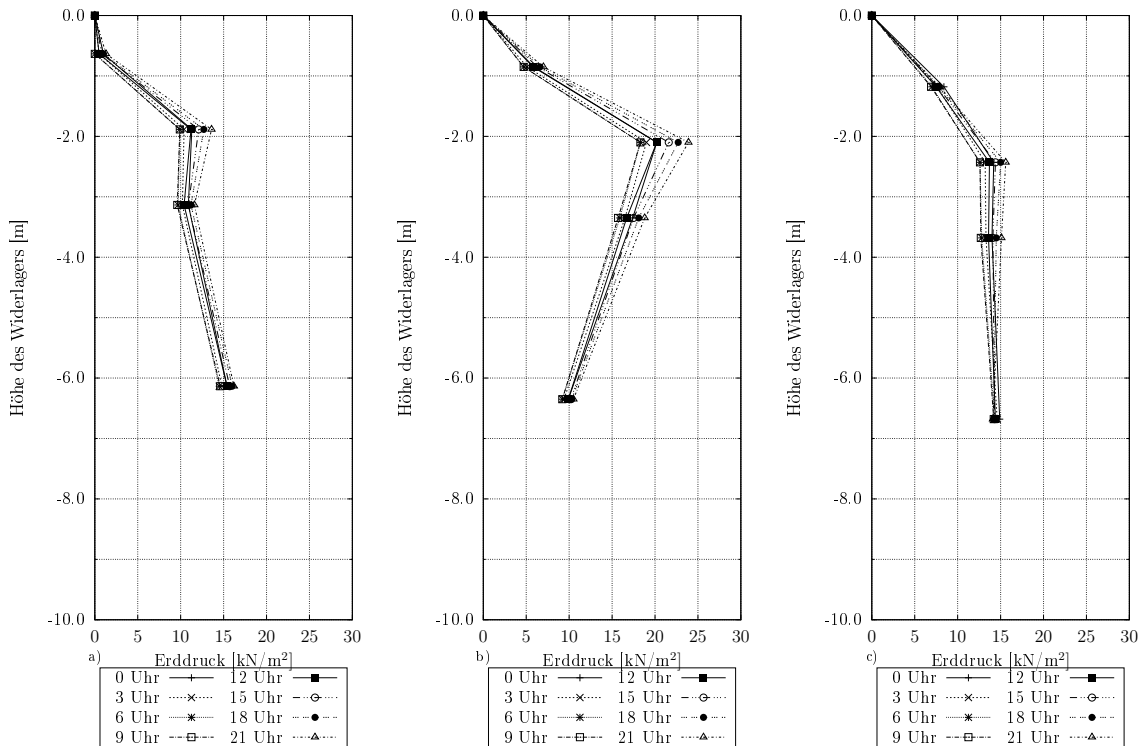


Abbildung 10.21: Darstellung eines 24 Stunden Erddruckzyklus (01.11.2019) im Intervall von 3 Stunden am Nord-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe

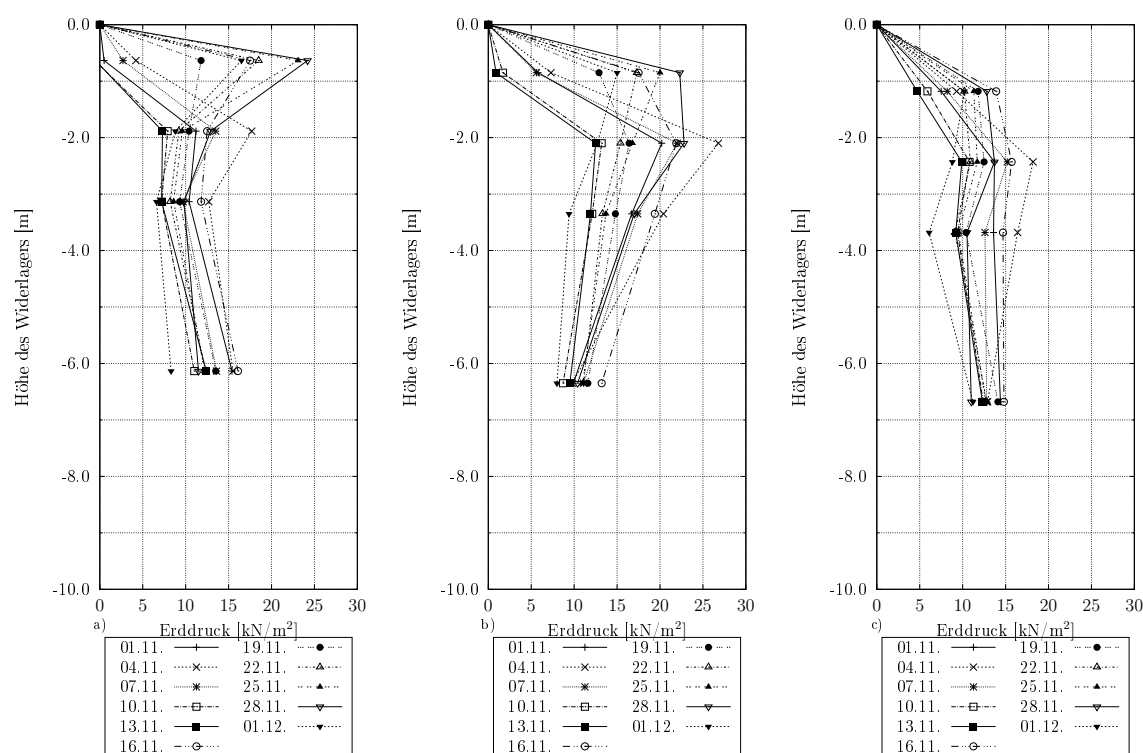


Abbildung 10.22: Darstellung eines 30 Tages Erddruckzyklus (01.11. bis 01.12.2019) im Intervall von 3 Tagen am Nord-Widerlager, a) westliche Reihe, b) mittlere Reihe und c) östliche Reihe

Es lässt sich feststellen, dass die gemessenen Erddruckverteilungen nicht mit dem numerisch ermittelten Erddruckverlauf nach Verdichtung übereinstimmen. Die Messwerte fallen deutlich geringer aus.

In den Intervalldarstellungen des Erddrucks (3-Stunden- bzw. 3-Tages-Intervall) lässt sich außerdem eine deutliche Messwert Zu- und Abnahme der oberflächennahen Messstellen ablesen. Die Messstellen, die in einer Tiefe von ca. 6,50 Metern befinden, verzeichnen nicht so starke Erddruckschwankungen. Dies lässt darauf schließen, dass die Annahme einer Fußpunktdrehung bei den numerischen und analytischen Erddruckberechnungen als zutreffend angesehen werden kann, da der Erddruck vorrangig an den Stellen größeren Schwankungen unterliegt, an denen höhere Verschiebungen auftreten. Diese Verschiebungen sind bei der Fußpunktdrehung am Wandfuß nahezu null und am Wandkopf maximal.

10.3 Setzungsmessung

10.3.1 Übersicht

Der Bauherr DEGES hat zur Überwachung der Verschiebungen und Setzungen das *Ingenieurbüro Bertels* mit der Vermessung des Bauwerks beauftragt. Dazu wurden am Bauwerk Prismen und Höhenbolzen am Überbau sowie an den Widerlagern angebracht (vgl. Abbildungen 10.23 und 10.24) [47].

Da die Prismen und Höhenbolzen lediglich am Bauwerk selbst und nicht in der Fahrbahn angeordnet sind, sind Setzungsmessungen innerhalb der Hinterfüllungen nicht möglich. Ein Vergleich mit den numerisch berechneten Setzungsverläufen aus Kapitel 8 kann daher nicht erfolgen.

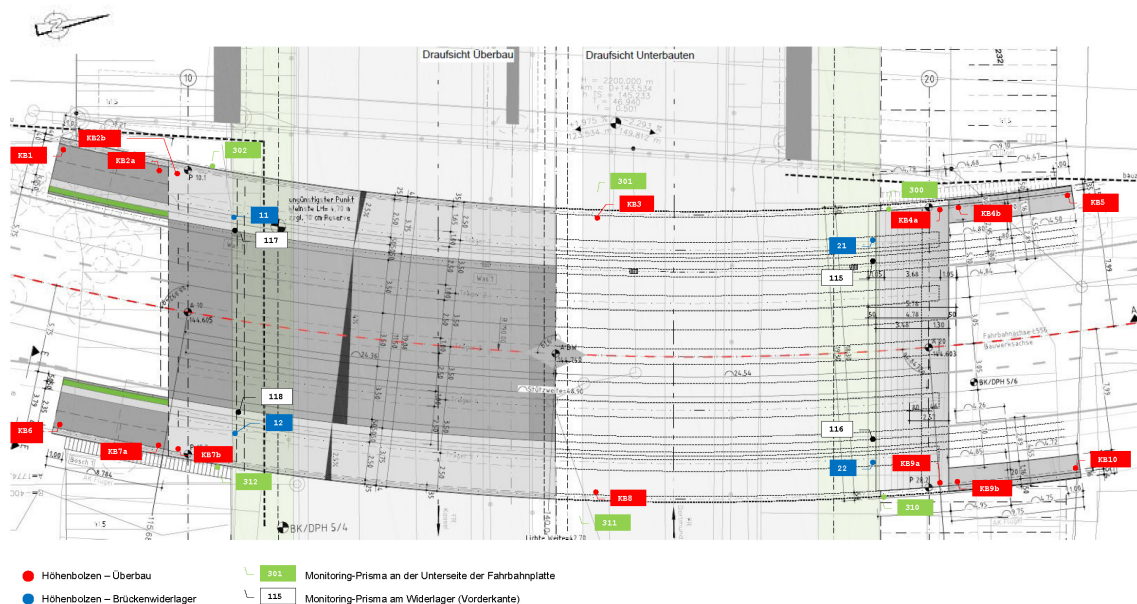


Abbildung 10.23: Übersicht der montierten Prismen und Höhenbolzen am BW 5 [47]

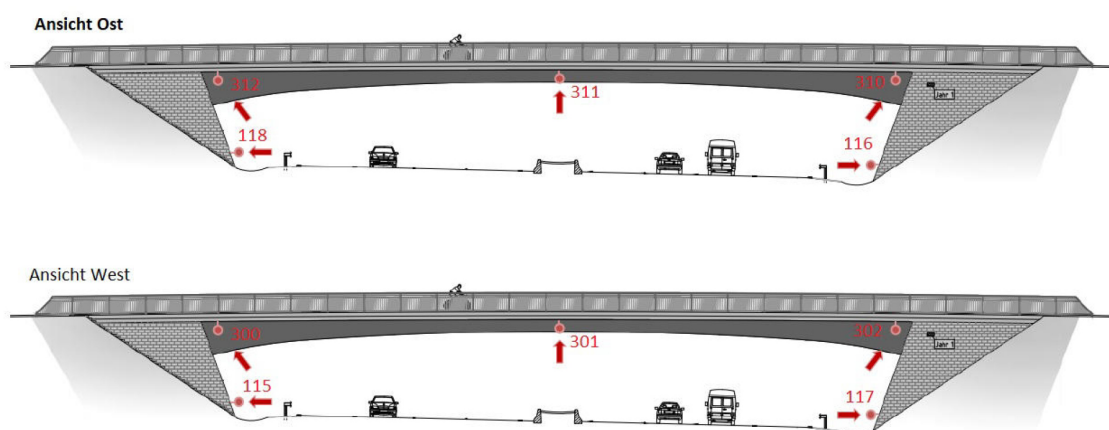


Abbildung 10.24: Ansichten des Bauwerks BW5 mit Übersicht der montierten Prismen und Höhenbolzen [47]

10.4 Schlussfolgerungen

Derzeit konnten nur wenige Messzyklen an den Widerlagern erfasst werden. Wie in den Abbildungen 10.18 bis 10.22 zu erkennen ist, können die Tageszyklen, die auf die Temperaturdifferenzen zwischen Tag und Nacht zurück zu führen sind, gut abgebildet werden. Um aussagekräftige Ergebnisse im Hinblick auf den zyklischen Erddruck infolge den jahreszeitlich bedingten Temperaturdifferenzen zu erhalten, müssen die Messungen über mehrere Jahre hinweg erfasst und analysiert werden. Eine Aussage über das sog. Shakedownverhalten, bei dem eine Beruhigung des Systems bzw. kein weiterer Anstieg des passiven Erddrucks bei weiteren Zyklen (vgl. Abbildungen 7.10, 7.18, 7.26 und 7.34) zu beobachten wäre, kann zum jetzigen Zeitpunkt nicht erfolgen.

Weiterer Forschungsbedarf besteht in der Untersuchung von Setzungen im Hinterfüllbereich integraler Bauwerke. Zur Aufzeichnung könnten an weiteren Bauwerken Inklinometermessungen innerhalb der Hinterfüllungen durchgeführt und über eine gleichzeitige Temperaturmessung die Relation zur Bauwerksverschiebung hergestellt werden.

11 Bemessungsvorschlag

11.1 Vergleich der Erddruckmobilisierungen zwischen FE und VOGT

Wie bereits im Abschnitt 7.3.6 festgestellt wird, treten zwischen den berechneten Erddrücken Differenzen auf. Da der Mobilisierungsansatz nach VOGT gemäß aktueller Regelwerke [28], [10] bei der Bemessung von Widerlagerwänden integraler Bauwerke verwendet wird, werden die auftretenden Differenzen zwischen den numerischen Berechnungen und VOGT in diesem Kapitel näher untersucht.

Bei der Berechnung des mobilisierten passiven Erddrucks nach VOGT soll gemäß DIN 4085 [28] der Erddruckbeiwert K_{ph} bei einer Drehung um den Fußpunkt auf 60% abgemindert werden. Der Erddruckbeiwert K_{ph} wird im Weiteren analog zur DIN 4085 wie folgt bezeichnet:

- K_{ph}^b für eine Parallelverschiebung der Wand
- K_{ph}^a für eine Drehung der Wand um den Fußpunkt

Ebenso wird diese Abminderung im Folgenden betrachtet und es werden die daraus resultierenden Auswirkungen auf den Bemessungserddruck erläutert. In diesen Untersuchungen soll festgestellt werden, in welchen Fällen die Erddruckmobilisierung nach VOGT gute Ergebnisse liefert und ob eine Abminderung von K_{ph} erforderlich ist.

In den Abbildungen 11.1 und 11.2 sind die passiven Erddruckverläufe bei Drehung um den Fußpunkt für unterschiedliche V/H-Verhältnisse (Verschiebungsgröße zur Wandhöhe) dargestellt, die auch stellvertretend für unterschiedliche Brückenlängen stehen. Für die in Abbildung 11.1 dargestellten Erddruckverläufe nach VOGT wird der Erddruckbeiwert K_{ph}^b und in Abbildung 11.2 K_{ph}^a verwendet. In den jeweiligen Abbildungen a) bis c) sind für unterschiedliche Kopfverschiebungen (zwischen 0,001 m und 0,065 m) a) die numerisch ermittelten Erddruckverläufe mit dem Hardening-Soil Stoffmodell, b) die passiven Erddruckverläufe nach VOGT und c) ausgewählte Kopfverschiebungen aus Numerik und VOGT zur besseren Vergleichbarkeit dargestellt.

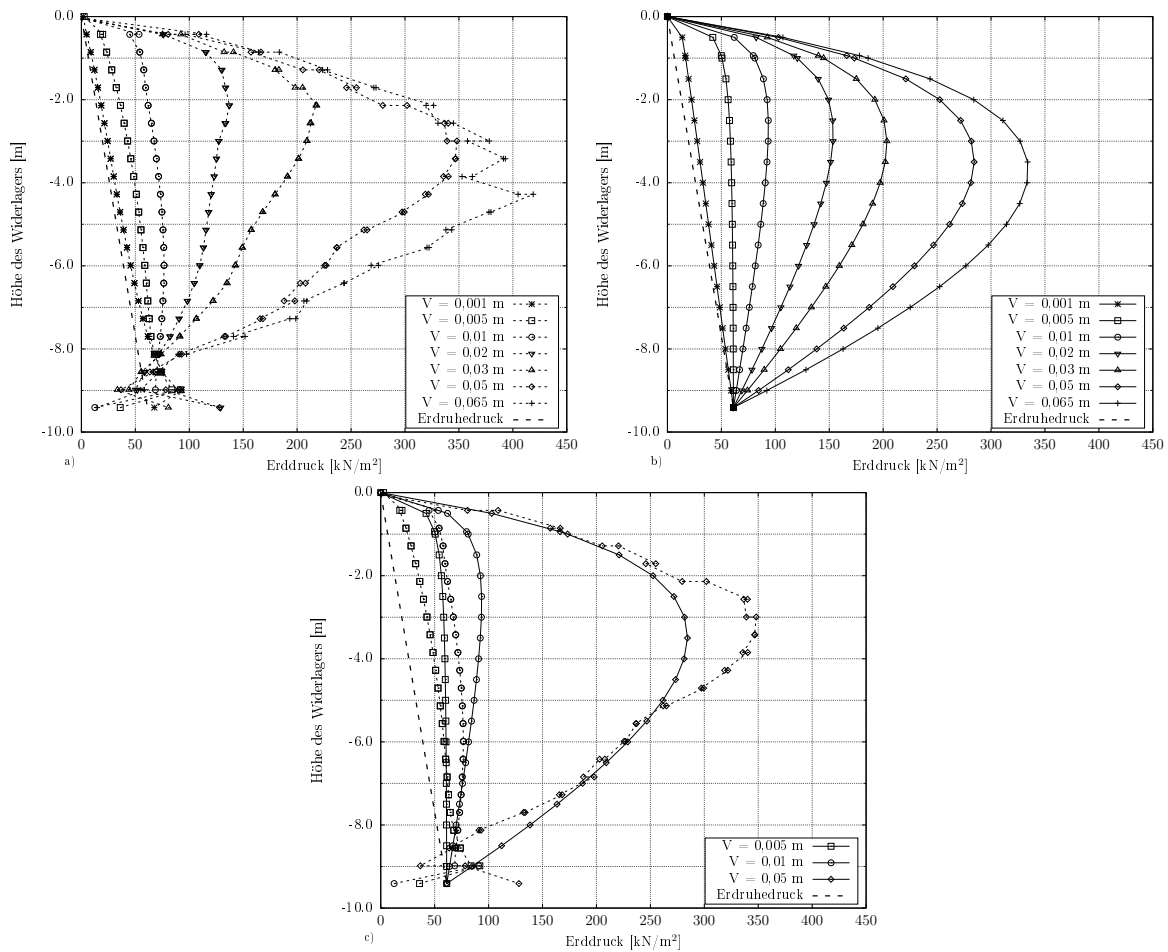


Abbildung 11.1: Passive Erddruckmobilisierung für unterschiedliche Horizontalverschiebungen der Widerlagerwand bei identischer Wandhöhe und Drehung um den Fußpunkt a) numerisch, b) VOGT mit K_{ph}^b und c) ausgewählte Kopfverschiebungen aus a) (gestrichelte Linie) und b) (durchgezogene Linie) zum Vergleich

Aus Abbildung 11.1 a) und b) kann festgestellt werden, dass allein die Erddruckformen der jeweiligen Kopfverschiebungen gut zueinander passen. Ein genauer Vergleich zwischen den beiden Berechnungen findet in Abbildung 11.1 c) statt.

Bei kleinen Kopfverschiebungen werden mit dem Mobilisierungsansatz nach VOGT im Vergleich zu den FE-Berechnungen bis zu 20% größere Werte berechnet. Werden dahingegen größere Kopfverschiebungen bis z. B. 6,5 cm untersucht, sind die Erddrücke nach VOGT bis zu 6% kleiner als die aus den FE-Berechnungen und damit nahezu identisch.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass bei Brücken kürzerer Spannweite der Ansatz nach VOGT mit K_{ph}^b zu große Werte im Vergleich zum numerischen Modell liefert. Für Brücken mit größeren Spannweiten ist dahingegen eine Abminderung des Erddruckbeiwertes K_{ph} nicht erforderlich, da die berechneten Erddrücke mit kleinen Abweichungen gut zu den FE-Berechnungen passen.

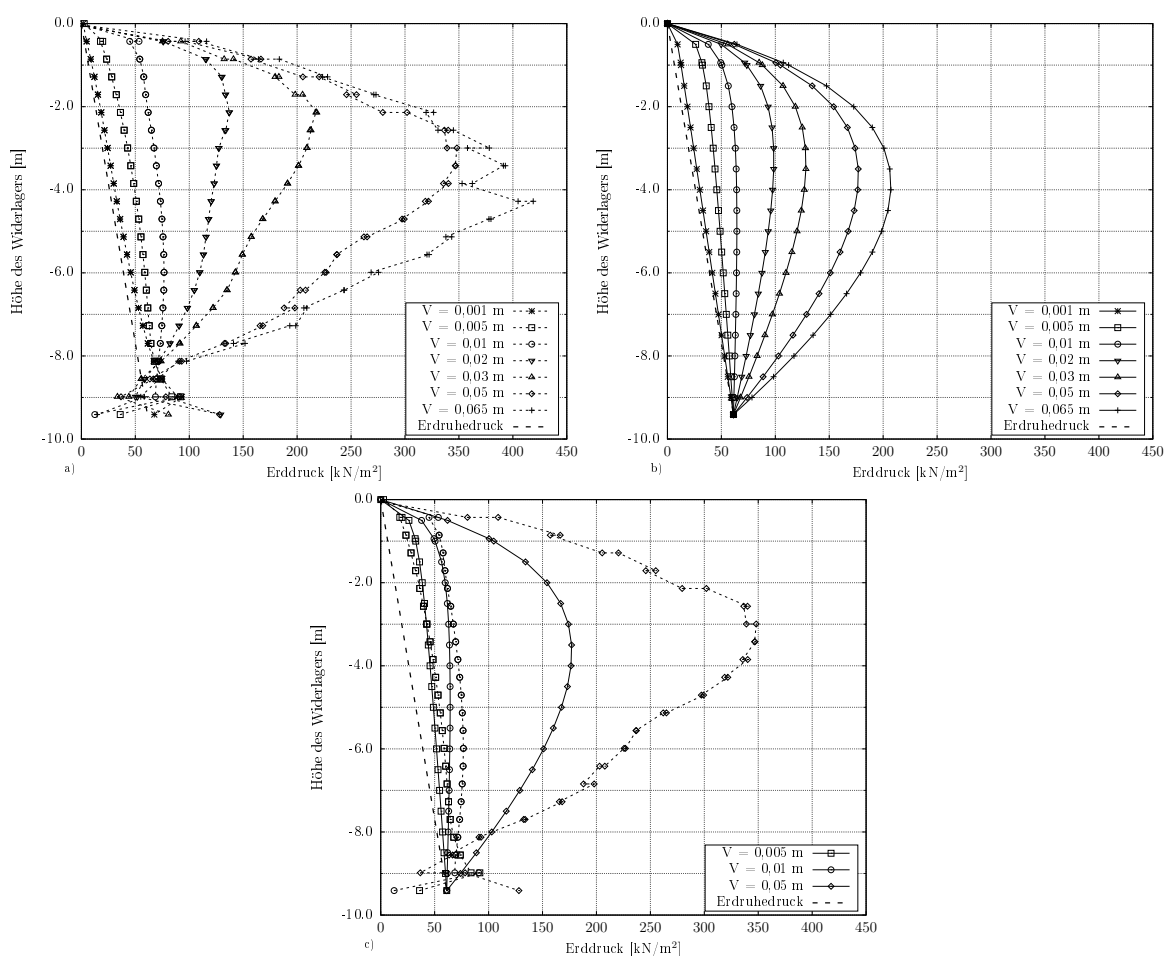


Abbildung 11.2: Passive Erddruckmobilisierung für unterschiedliche Horizontalverschiebungen der Widerlagerwand bei identischer Wandhöhe und Drehung um den Fußpunkt a) numerisch, b) VOGT mit K_{ph}^a und c) ausgewählte Kopfverschiebungen aus a) (gestrichelte Linie) und b) (durchgezogene Linie) zum Vergleich

Bei den in Abbildung 11.2 b) dargestellten Erddruckverläufen nach VOGT wird der Erddruckbeiwert K_{ph}^a für eine Drehung um den Fußpunkt verwendet. Die Kurvenschar ist im Vergleich zu Abbildung 11.1 b) deutlich schmaler.

Bei kleinen Kopfverschiebungen werden mit dem Mobilisierungsansatz nach VOGT im Vergleich zu den FE-Berechnungen bis zu 11% geringere Erddrücke berechnet. Diese Abweichungen können im Gesamten noch als hinreichend genau angesehen werden, vgl. Abbildung 11.2 c). Bei größeren Kopfverschiebungen hingegen werden relativ große Differenzen bis zu 38% zwischen den beiden Varianten festgestellt. Wird die Empfehlung aus der DIN 4085 [28] bei Brücken mit größeren Spannweiten angewendet, nach der der Erddruckbeiwert K_{ph} bei einer Drehung um den Fußpunkt zu K_{ph}^a abgemindert wird, werden die auftretenden passiven Erddrücke deutlich unterschätzt. Die Folgen können u. A. zu geringe Bewehrungsgrade bei der Bemessung von Widerlagerwänden sein.

11.2 Vorschlag eines Bemessungsansatzes

Auf Grundlage des in Kapitel 7 vorgestellten Berechnungsmodells wird in diesem Kapitel ein Bemessungsansatz ausgearbeitet. Er beruht auf dem Mobilisierungsansatz von VOGT mit Berücksichtigung der Erddruckverläufe, die unter Verwendung des Hardening-Soil Stoffmodells ermittelt wurden, vgl. Abbildungen 11.1 a) und 11.2 a).

Für die folgenden Ausführungen wird eine einheitliche Notation für die Horizontalverschiebung am Kopf V sowie für die Wandhöhe H nach Abbildung 11.3 eingeführt.

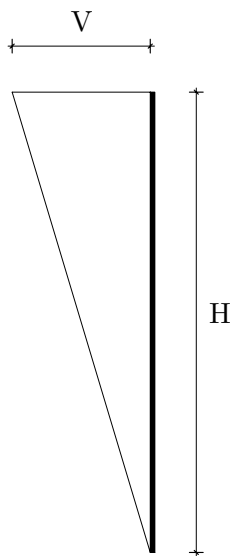


Abbildung 11.3: Notation für Kopfverschiebung und Wandhöhe bei Drehung um den Fußpunkt

In den Abbildungen 11.1 und 11.2 ist zu erkennen, dass die Erddruckfigur stark von der Verschiebungsgröße V abhängig ist. Außerdem wird im Abschnitt 11.1 festgestellt, dass insbesondere bei größeren Kopfverschiebungen die pauschale Abminderung von K_{ph} auf 60 % (K_{ph}^a) im Vergleich zur Numerik zu geringe Erddrücke liefert. Um die Berechnung der mobilisierten Erddruckfigur zu erleichtern, empfiehlt es sich, den numerischen Erddruckverlauf durch eine vereinfachte Erddruckfigur mit abschnittsweiser Linearisierung anzunähern um damit die Anzahl von Berechnungsschritten wesentlich zu minimieren. Für die statische Bemessung von Widerlagerwänden wird daher die in Abbildung 11.4 dargestellte vereinfachte Erddruckfigur vorgeschlagen.

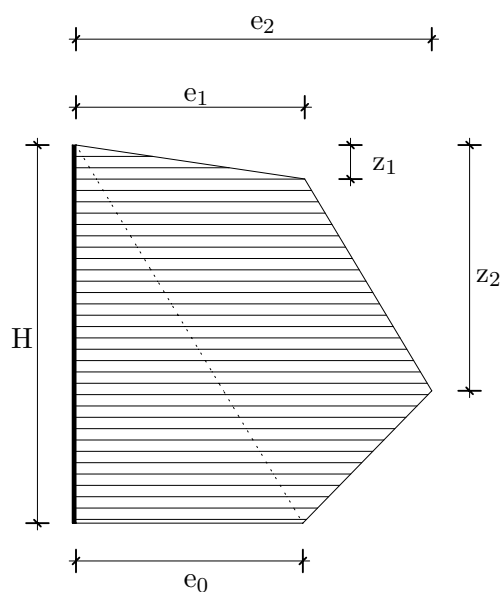


Abbildung 11.4: Vereinfachte Erddruckfigur insbesondere für integrale Brücken mittlerer Länge

Im Bereich der Geländeoberfläche fällt auf, dass die Ergebnisse aus der numerischen Berechnung in etwa mit denen des Mobilisierungsansatzes nach VOGT bis zu einer Tiefe von ca. 0,90 m übereinstimmen, vgl. Abbildungen 11.1 und 11.2. Bezogen auf die gesamte Wandhöhe sind dies ca. $\frac{0,90 \text{ m}}{9,41 \text{ m}} \cong 10 \%$. Der Erddruck erreicht zwischen ca. 2,0 m bis 5,0 m seinen Maximalwert. Das Maximum der vereinfachten Erddruckfigur kann bei ca. 55 % der Wandhöhe ab Geländeoberkante angenommen werden. Daraus ergeben sich für die vorgeschlagene Erddruckfigur aus Abbildung 11.4 die folgenden Längen z_1 und z_2 zu

$$z_1 = 0,10 \cdot H \quad (11.1)$$

$$z_2 = 0,55 \cdot H. \quad (11.2)$$

Die Ordinate e_1 kann durch die nahezu parallelen Erddruckverläufe (Numerik und VOGT) analog zu VOGT in der Tiefe z_1 bestimmt werden. Außerdem wird Gleichung 4.3 um den Anpassungsfaktor λ erweitert, der als Multiplikator vor K_{ph} die Größe des mobilisierten Erddrucks steuert.

$$K_{ph,mob} = K_0 + (\lambda \cdot K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \quad (11.3)$$

Die allgemeine Form der Ordinate e_1 lässt sich nun wie folgt ermitteln.

$$e_1 = \left[K_0 + (\lambda \cdot K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{0,9 \cdot V}{H}}{a + \frac{0,9 \cdot V}{H}} \right] \cdot \gamma \cdot z_1 \quad (11.4)$$

Dabei bezeichnen V die horizontale Gesamtverschiebung am Wandkopf und H die Gesamtwandhöhe, vgl. Abbildung 11.3. Der Parameter a wird in Anlehnung an die RE-ING [10] zu $a = 0,02$ empfohlen, vgl. Abschnitt 4.2.2.

Für den weiteren Verlauf der vereinfachten Erddruckfigur wird ein linearer und paralleler Abschnitt zum Erdruhedruck vorgeschlagen. Der Erddruck in der Tiefe z_2 ergibt sich demnach zu:

$$e_2 = e_1 + K_0 \cdot \gamma \cdot (z_2 - z_1). \quad (11.5)$$

Der Erddruck am Wandfuß entspricht dem Erdruhedruck.

11.3 Bemessungsansatz mit $\lambda = 1,0$

Zunächst soll überprüft werden, wie groß die Abweichungen zwischen Numerik und vereinfachter Erddruckfigur sind, wenn der Anpassungsfaktor bei mittleren Brückenlängen zu $\lambda = 1,0$ gesetzt wird. Für die Betrachtung mittlerer Brückenlängen (ca. 27 bis 160 Meter) in integraler Bauweise werden Kopfverschiebungen zwischen 0,005 und 0,03 m herangezogen und im Folgenden näher betrachtet.

In den Abbildungen 11.5 bis 11.8 sind die mobilisierten Erdwiderstände nach VOGT mit K_{ph}^a und K_{ph}^b sowie die vereinfachte Erddruckfigur mit $\lambda = 1,0$ dargestellt. Zusätzlich ist der Erdruhedruck abgebildet. Um die jeweiligen Differenzen zwischen den Erddruckresultierenden und deren Angriffspunkte vergleichen zu können, werden diese in den zugehörigen Tabellen dargestellt.

11.3.1 Kopfverschiebung $V = 0,005 \text{ m}$

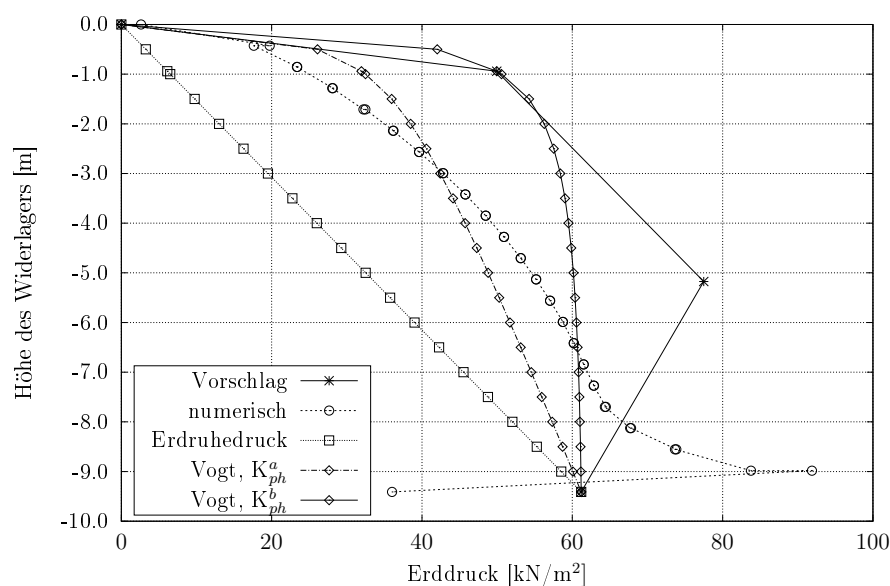


Abbildung 11.5: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,005 \text{ m}$, $V/H = 0,53 \%$, $\lambda = 1,0$

Tabelle 11.1: Erddruckresultierende und Angriffspunkte (ab Geländeoberkante) für Abbildung 11.5

Erddruckfigur	Erddruckresultierende E_h^1 [kN/m]	Angriffspunkt x_s^1 [m]
Vorschlag	586,92 (+26%)	5,11 (-6%)
numerisch	465,38	5,46
Vogt, K_{ph}^a	431,74 (-7%)	5,34 (-2%)
Vogt, K_{ph}^b	532,03 (+14%)	4,99 (-9%)

¹ Die Werte in Klammern geben die Abweichung zur numerischen Erddruckfigur an.

Wird bei der vereinfachten Erddruckfigur nach Abbildung 11.4 für eine Kopfverschiebung von $V = 0,005 \text{ m}$ der Anpassungsfaktor $\lambda = 1,0$ gesetzt, wird die in Abbildung 11.5 dargestellte Erddruckfigur berechnet. In den oberen Bodenschichten zeigt sich eine gute Übereinstimmung bei VOGT mit K_{ph}^b und der Numerik. Der numerisch ermittelte Erddruckverlauf wird mit der vereinfachten Erddruckfigur um 26% übertroffen. Der Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft liegt im Vergleich 0,35 m höher als bei der Numerik, dies entspricht ca. 6%, vgl. Tabelle 11.1.

11.3.2 Kopfverschiebung $V = 0,01$ m

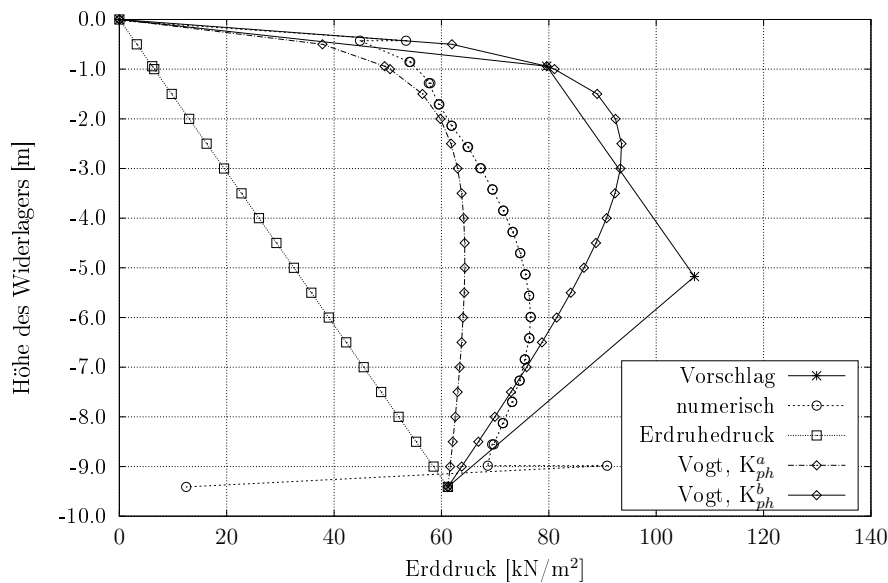


Abbildung 11.6: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,01$ m, $V/H = 1,06\%$, $\lambda = 1,0$

Tabelle 11.2: Erddruckresultierende und Angriffspunkte (ab Geländeoberkante) für Abbildung 11.6

Erddruckfigur	Erddruckresultierende E_h^1 [kN/m]	Angriffspunkt x_s^1 [m]
Vorschlag	789,20 (+27%)	4,82 (-3%)
numerisch	623,33	4,96
Vogt, K_{ph}^a	555,20 (-11%)	4,99 (+1%)
Vogt, K_{ph}^b	741,55 (+19%)	4,64 (-6%)

¹ Die Werte in Klammern geben die Abweichung zur numerischen Erddruckfigur an.

In Abbildung 11.6 und in Tabelle 11.2 sind die Erddruckverläufe sowie Erddruckresultierende und deren Angriffspunkt für eine Kopfverschiebung von $V = 0,01$ m dargestellt. Auch hier zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen der vereinfachten Erddruckfigur und VOGT mit K_{ph}^b . Jedoch übertreffen beide Erddruckverläufe den numerisch ermittelten Erddruckverlauf um 27% bzw. 19%, vgl. Tabelle 11.2. Die Angriffspunkte der Erddruckresultierenden von der vereinfachten und der numerischen Erddruckfigur sind mit einer Abweichung von 3% nahezu identisch.

11.3.3 Kopfverschiebung $V = 0,02$ m

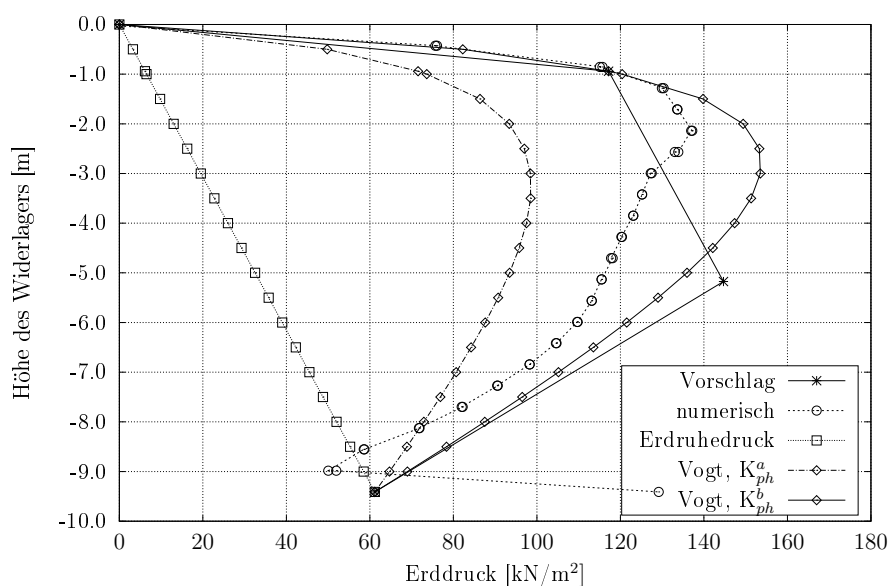


Abbildung 11.7: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,02$ m, $V/H = 2,13\%$, $\lambda = 1,0$

Tabelle 11.3: Erddruckresultierende und Angriffspunkte (ab Geländeoberkante) für Abbildung 11.7

Erddruckfigur	Erddruckresultierende E_h^1 [kN/m]	Angriffspunkt x_s^1 [m]
Vorschlag	1045,44 (+6%)	4,82 (+8%)
numerisch	982,37	4,27
Vogt, K_{ph}^a	765,03 (-22%)	4,72 (+11%)
Vogt, K_{ph}^b	1097,67 (+12%)	4,44 (+4%)

¹ Die Werte in Klammern geben die Abweichung zur numerischen Erddruckfigur an.

Gute Übereinstimmungen zwischen dem numerisch berechneten Erddruckverlauf und der vereinfachten Erddruckfigur werden bei einer Kopfverschiebung von $V = 0,02$ m erreicht, vgl. Abbildung 11.7. Dies entspricht einem V/H -Verhältnis von $2,13\%$. Die Erddruckresultierende der vereinfachten Erddruckfigur liegt mit 6% etwas über der des numerischen Verlaufs, der Angriffspunkt liegt mit $+8\%$ etwas tiefer. Die Resultierenden nach VOGT mit K_{ph}^a und K_{ph}^b liegen weit unterhalb und leicht oberhalb im Vergleich zur Numerik, vgl. Tabelle 11.3.

11.3.4 Kopfverschiebung $V = 0,03$ m

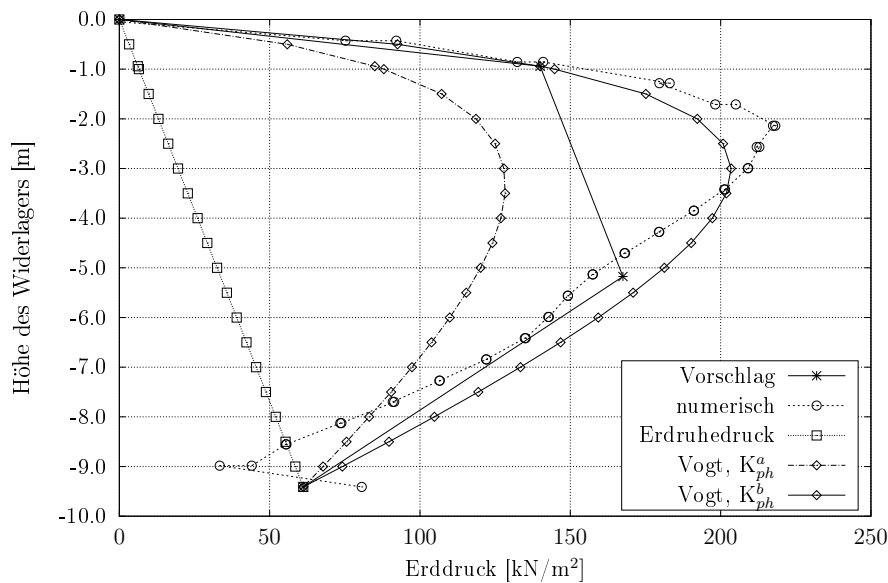


Abbildung 11.8: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,03$ m, $V/H = 3,19\%$, $\lambda = 1,0$

Tabelle 11.4: Erddruckresultierende und Angriffspunkte (ab Geländeoberkante) für Abbildung 11.8

Erddruckfigur	Erddruckresultierende E_h^1 [kN/m]	Angriffspunkt x_s^1 [m]
Vorschlag	1201,01 (-9%)	4,53 (+12%)
numerisch	1322,01	4,06
Vogt, K_{ph}^a	942,34 (-29%)	4,64 (+14%)
Vogt, K_{ph}^b	1398,59 (+6%)	4,41 (+9%)

¹ Die Werte in Klammern geben die Abweichung zur numerischen Erddruckfigur an.

Bei einer Kopfverschiebung von $V = 0,03$ m werden bei der vereinfachten Erddruckfigur größere Abweichungen im Vergleich zum numerisch berechneten Erddruckverlauf festgestellt. Die Erddruckresultierende liegt mit -9% unterhalb der Numerik. Auch der Angriffspunkt liegt im Vergleich zur Numerik mit +12% ca. 0,5 Meter tiefer. Relativ gute Übereinstimmungen zum numerischen Erddruckverlauf erreicht VOGT mit K_{ph}^b für eine Parallelverschiebung der Wand. Die Abweichungen der Erddruckresultierenden sowie des Angriffspunktes sind mit +6% und +9% relativ gering, vgl. Tabelle 11.4.

11.3.5 Zwischenfazit

Bei geringen Kopfverschiebungen bzw. V/H-Verhältnissen bis 1,06‰ werden mit der vereinfachten Erddruckfigur und einem Anpassungsfaktor von $\lambda = 1,0$ im Vergleich zu den numerisch ermittelten Erddruckverläufen zu große Erddrücke berechnet. Gute Übereinstimmungen werden im Bereich von 2,0‰ des V/H-Verhältnisses erreicht. Bei größeren V/H-Verhältnissen werden die numerisch ermittelten Erddrücke mit der vereinfachten Erddruckfigur unterschätzt, allerdings wird ein größerer Erddruck als durch VOGT bei Drehung um den Fußpunkt (K_{ph}^a) berechnet.

Werden die Widerlagerwände integraler Brücken mittlerer Länge demnach mit der vereinfachten Erddruckfigur mit einem Anpassungsfaktor $\lambda = 1,0$ bei Drehung um den Fußpunkt bemessen, werden stets größere Erddrücke als mit der derzeit gültigen Bemessungsvorschrift (Mobilisierungsansatz nach VOGT mit K_{ph}^a) angesetzt. Die Unterschätzung der vereinfachten Erddruckfigur liegen bei max. 9%, vgl. Tabelle 11.4.

11.4 Optimierung des Bemessungsansatzes

11.4.1 Vorüberlegungen

Die nachstehenden Betrachtungen der V/H-Verhältnisse beziehen sich jeweils auf eine Wandhöhe von $H = 9,41$ m, wie in allen numerischen Berechnungen zuvor. Es wird eine Spannweite der horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,001$ m bis 0,065 m betrachtet, die gemäß RE-ING [10] auch für die Unterscheidung der zu wählenden Übergangskonstruktion verwendet wird. Der Anpassungsfaktor λ wird für jede betrachtete Kopfverschiebung über sog. "curve fitting" ermittelt, sodass die Differenz der Erddruckresultierenden bei maximal $\pm 2\%$ liegt. Die Differenz bei den Angriffspunkten der Erddruckresultierenden ist mit maximal 9% etwas größer, da der numerisch ermittelte Erddruckverlauf teilweise keine konstante Form aufweist, vgl. Abbildung 11.12.

Da gemäß ZTV-E StB [36] sowie M HifüBau [35] bei Hinterfüllungen von Brückenbauwerken eine Proctordichte von $D_{Pr} \geq 100\%$ erfüllt werden muss, entfällt die Überprüfung des Bemessungsansatzes für locker und mitteldicht gelagerte Böden.

11.4.2 Kopfverschiebung $V = 0,001$ m

Eine horizontale Gesamtverschiebung von $V = 0,001$ m ist bei einer Wandhöhe von 9,41 m sehr gering und stellt ein V/H -Verhältnis von $0,11 \text{ ‰}$ dar. Gemäß RE-ING spiegelt dieses Verhältnis eine mögliche integrale Brücke mit einer Spannweite von ca. 5,5 Metern wider.

In Abbildung 11.9 sind die verschiedenen Erddrücke aus der Numerik und den analytischen Ansätzen dargestellt. Bei der Berechnung des vorgeschlagenen Bemessungsansatzes wurde ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 0,60$ verwendet. Alle mobilisierten Erddrücke liegen nah beieinander und heben sich kaum vom Erdruheindruck ab.

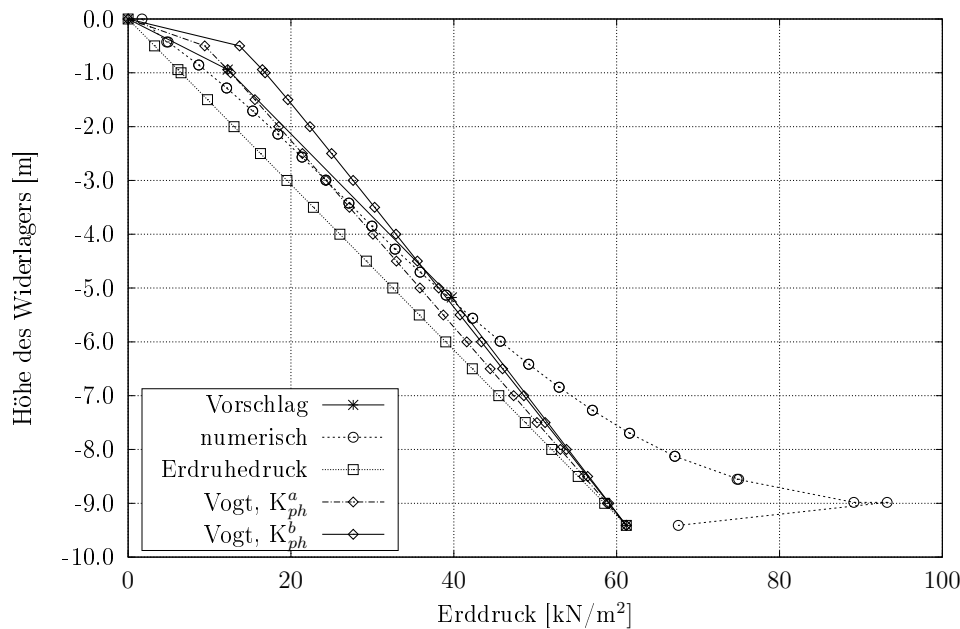


Abbildung 11.9: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,001$ m, $V/H = 0,11 \text{ ‰}$, $\lambda = 0,60$

11.4.3 Kopfverschiebung $V = 0,005$ m

Auch bei einer Gesamtverschiebung von $V = 0,005$ m können mit K_{ph}^a und einem Anpassungsfaktor von $\lambda = 0,60$ sowohl mit dem Ansatz nach VOGT als auch mit dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz gute Übereinstimmungen mit dem numerisch berechneten Erddruckverlauf erreicht werden. In Abbildung 11.10 ist zu erkennen, dass die vereinfachte Erddruckfigur aus diesem Kapitel den numerischen Verlauf in den tieferen Bodenschichten besser annähert.

Die Gesamtverschiebung von $V = 0,005$ m steht stellvertretend für eine gesamte Brücklänge von ca. 27 Metern.

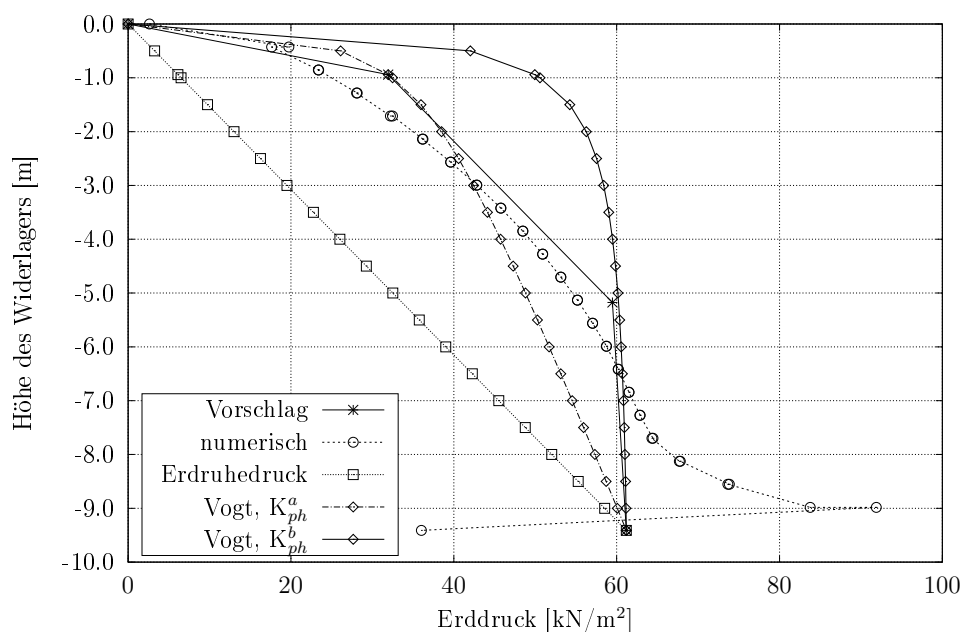


Abbildung 11.10: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,005$ m, $V/H = 0,53$ ‰, $\lambda = 0,60$

11.4.4 Kopfverschiebung $V = 0,01$ m

Die Gesamtverschiebung von $V = 0,01$ m spiegelt mit einer möglichen Brückenlänge von ca. 54 Metern die in Kapitel 10 vorgestellte Brücke des Forschungsprojektes wider. Dies entspricht einem V/H -Verhältnis von 1,06 %.

Zu erkennen ist, dass bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt mit dem Mobilisierungsansatz von VOGT insbesondere in den tieferen Bodenschichten im Vergleich zur Numerik ein zu geringer Erddruck berechnet wird, vgl. Abbildung 11.11 ($Vogt, K_{ph}^a$). Wird der Erddruckbeiwert für eine Parallelverschiebung verwendet, ergeben sich wiederum zu große Werte nach VOGT ($Vogt, K_{ph}^b$). Für den vorgeschlagenen Bemessungsansatz wird ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 0,70$ empfohlen, vgl. Abbildung 11.11.

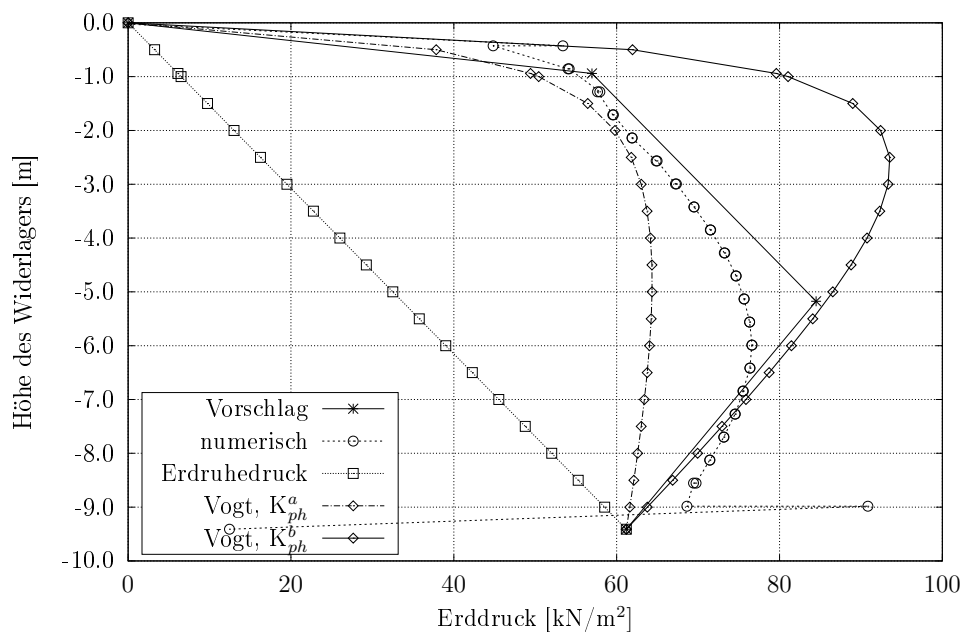


Abbildung 11.11: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,01$ m, $V/H = 1,06$ %, $\lambda = 0,70$

11.4.5 Kopfverschiebung $V = 0,02 \text{ m}$

Bei einer Gesamtverschiebung von $V = 0,02 \text{ m}$ wird stellvertretend eine Brückenlänge von ca. 107 Metern betrachtet. Dies entspricht einem V/H -Verhältnis von 2,13 ‰.

Die Verwendung von K_{ph}^a liefert mit dem Mobilisierungsansatz nach VOGT im Vergleich zur Numerik wieder zu geringe Werte, vgl. Abbildung 11.12 ($Vogt, K_{ph}^a$). In Abbildung 11.12 ist ebenso der mobilisierte Erddruck nach VOGT für eine Parallelverschiebung der Wand dargestellt ($Vogt, K_{ph}^b$), der im Vergleich zum numerischen Erddruckverlauf zu hohe Werte berechnet. Für den vorgeschlagenen, vereinfachten Bemessungsansatz wird ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 0,95$ empfohlen.

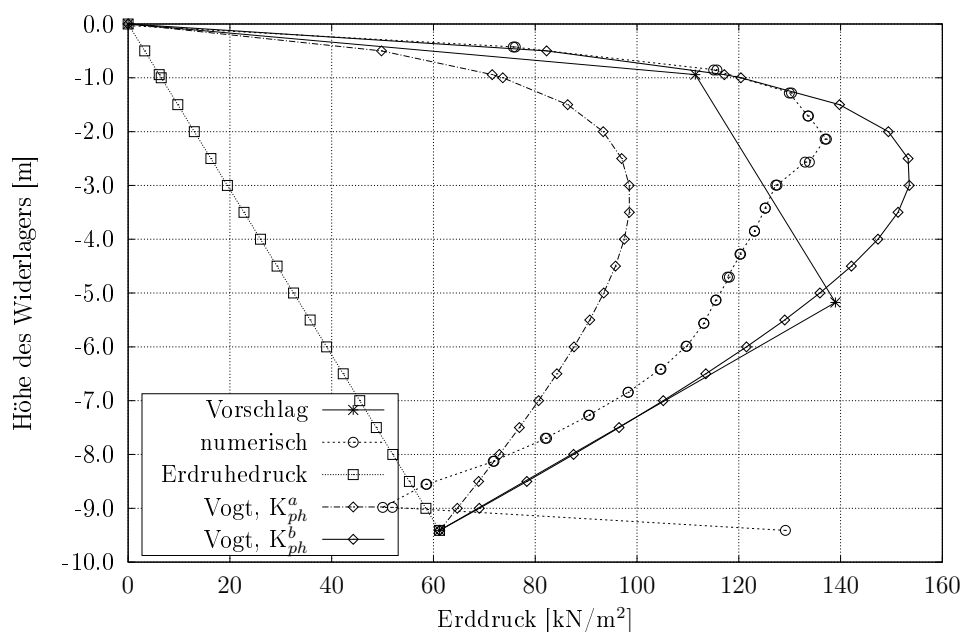


Abbildung 11.12: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,02 \text{ m}$, $V/H = 2,13 \text{ ‰}$, $\lambda = 0,95$

11.4.6 Kopfverschiebung $V = 0,03 \text{ m}$

Eine Gesamtverschiebung von $V = 0,03 \text{ m}$ stellt eine mögliche Brückenlänge von ca. 160 Metern dar. Dies entspricht einem V/H -Verhältnis von $3,19\%$.

In Abbildung 11.13 sind die Erddruckverläufe des Mobilisierungsansatzes nach VOGT mit K_{ph}^a und K_{ph}^b dargestellt. Bei der vorgeschlagenen Erddruckfigur wird ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 1,15$ empfohlen. Bei dem hier betrachteten V/H -Verhältnis von $3,19\%$ liefert der Mobilisierungsansatz nach VOGT mit K_{ph}^b für eine Parallelverschiebung der Wand annähernd einen gleichen Erddruckverlauf wie mit dem numerischen Modell berechnet wird. Deutlich wird, dass eine pauschale Abminderung des passiven Erddruckbeiwertes auf 60% nicht in allen Fällen korrekte Werte liefert, sondern je System der Faktor angepasst werden sollte.

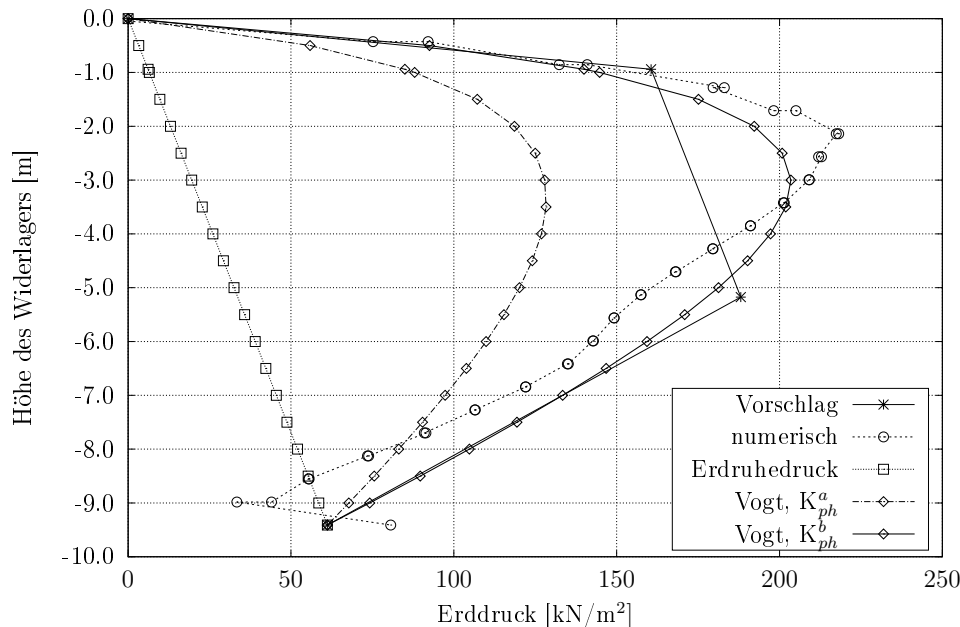


Abbildung 11.13: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von $9,41 \text{ m}$ und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,03 \text{ m}$, $V/H = 3,19\%$, $\lambda = 1,15$

11.4.7 Kopfverschiebung $V = 0,05$ m

Bei einem V/H -Verhältnis von $5,31\text{‰}$ wird eine Gesamtverschiebung am Wandkopf von $V = 0,05$ m betrachtet. Dies spiegelt bereits eine Brückenlänge von ca. 270 Metern wider. Die mobilisierten Erddruckverläufe nach VOGT (K_{ph}^a und K_{ph}^b) erreichen im Vergleich zum numerisch berechneten Erddruckverlauf kleinere Werte, vgl. Abbildung 11.14. Mit der vereinfachten Erddruckfigur kann der numerisch ermittelte Erddruckverlauf gut approximiert werden. Dazu wird bei dem hier betrachteten V/H -Verhältnis ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 1,60$ empfohlen.

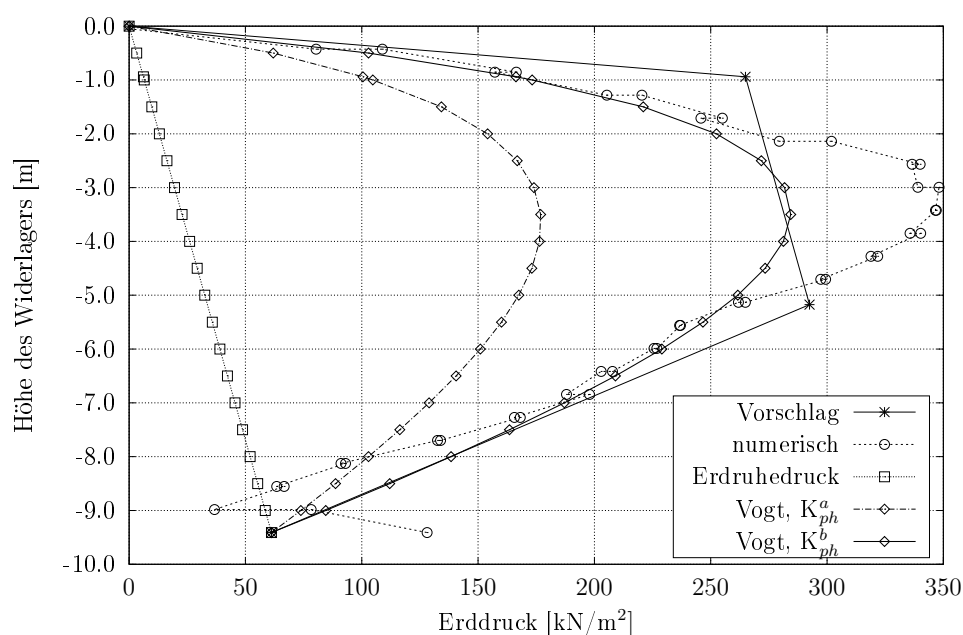


Abbildung 11.14: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,05$ m, $V/H = 5,31\text{‰}$, $\lambda = 1,60$

11.4.8 Kopfverschiebung $V = 0,065 \text{ m}$

Die zuletzt betrachtete Gesamtverschiebung von $V = 0,065 \text{ m}$ ist stellvertretend für eine Brückenlänge von ca. 350 Metern und entspricht einem V/H -Verhältnis von 6,91 %. Die Mobilisierung nach VOGT mit K_{ph}^b erreicht annähernd identische Werte, wie mit dem numerischen Modell berechnet werden. Unter Verwendung von K_{ph}^a sind die Werte nach VOGT zu gering, vgl. Abbildung 11.15. Mit der vorgeschlagenen, vereinfachten Erddruckfigur kann der numerische Erddruckverlauf mit einem Anpassungsfaktor von $\lambda = 1,70$ gut approximiert werden.

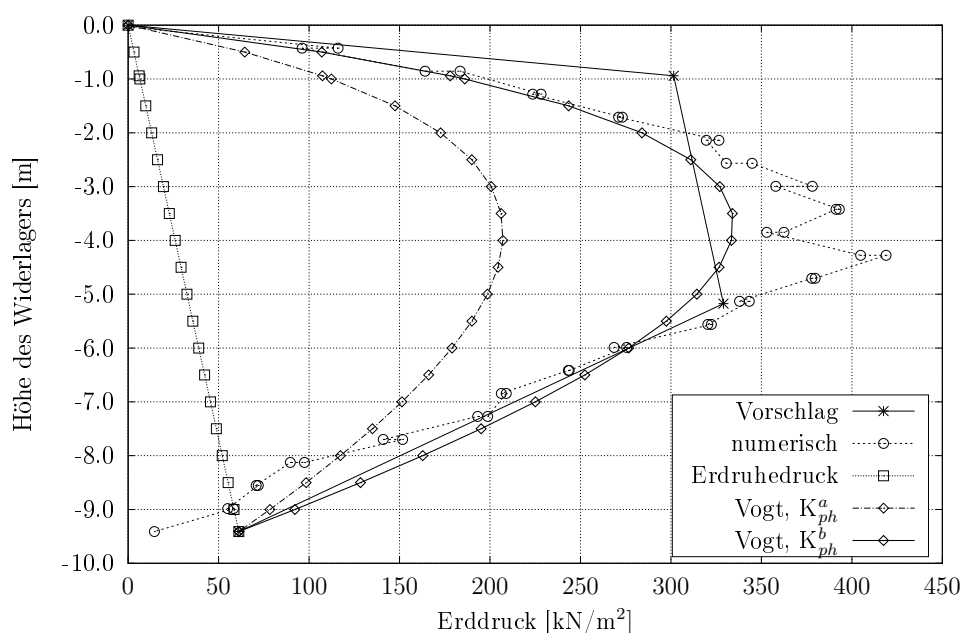


Abbildung 11.15: Vergleich der Erddrücke bei einer Wandhöhe von 9,41 m und einer horizontalen Gesamtverschiebung von $V = 0,065 \text{ m}$, $V/H = 6,91 \%$, $\lambda = 1,70$

11.5 Schlussfolgerungen

Im Abschnitt 11.1 ist deutlich zu erkennen, dass eine pauschale Abminderung des passiven Erddruckbeiwertes auf K_{ph}^a bei der Berechnung des mobilisierten Erddruckverlaufs nach VOGT bei einer Drehung um den Fußpunkt insbesondere bei größeren Kopfverschiebungen nicht zielführend ist. Wird die Mobilisierung nach VOGT mit K_{ph}^b berechnet, führt dies ebenso zu Differenzen zwischen den berechneten Erddruckverläufen bei geringen Kopfverschiebungen.

Auch bei der vereinfachten Erddruckfigur nach Abschnitt 11.2 führt ein Anpassungsfaktor von $\lambda = 1,0$ meist zu unwirtschaftlichen Ergebnissen für die baupraktische Bemessung, vgl. Abschnitt 11.3. Daher ist eine Betrachtung des Verschiebungs-Wandhöhen-

Verhältnisses (V/H-Verhältnis) zur Bestimmung des Anpassungsfaktors erforderlich.

Auf Grundlage dieser Untersuchungen wird ein Bemessungsansatz vorgeschlagen und für verschiedene V/H-Verhältnisse kalibriert. Aufgrund der dimensionslosen V/H-Beziehung lassen sich die Aussagen verallgemeinern und sind daher auch auf andere Brücken anwendbar.

Dieser Ansatz liefert für die Bemessung von integralen Brückenbauwerken und die praktische Anwendung auf der Grundlage des Mobilisierungsansatzes nach VOGT eine vereinfachte Erddruckfigur, die die numerischen Erddruckverläufe sehr gut approximiert. Außerdem sind für die Berechnung der vereinfachten Erddruckfigur wesentlich weniger Berechnungsschritte erforderlich, die nicht zwangsläufig mit einer Tabellenkalkulationssoftware durchgeführt werden müssen.

Für die vorgeschlagene, vereinfachte Erddruckfigur in Abbildung 11.16 sind die empfohlenen Anpassungsfaktoren, die in Kapitel 11.4 ermittelt wurden, in Tabelle 11.6 höhennormiert zusammengestellt.

In Tabelle 11.5 sind die empfohlenen Anpassungsfaktoren exemplarisch für eine 9,41 m hohe Widerlagerwand für verschiedene Brückenlängen und Kopfverschiebungen dargestellt.

Tabelle 11.5: Empfohlene Anpassungsfaktoren für den Bemessungsansatz in Abhängigkeit der Brückenlänge und Kopfverschiebung für eine Widerlagerhöhe von 9,41 m

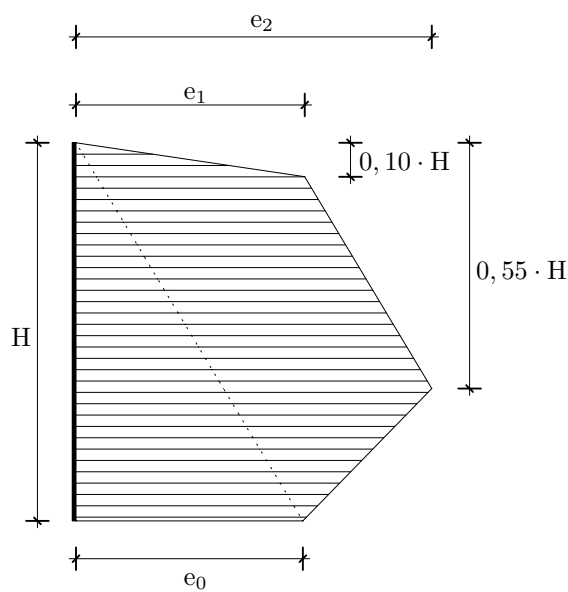
Brückenlänge ¹ [m]	Kopfverschiebung ¹ [m]	Anpassungsfaktor λ [-]
5,5	0,001	0,60
27,0	0,005	0,60
54,0	0,01	0,70
107,0	0,02	0,95
160,0	0,03	1,15
270,0	0,05	1,60
350,0	0,065	1,70

¹ Für Zwischenwerte darf λ linear interpoliert werden.

Tabelle 11.6: Empfohlene Anpassungsfaktoren für den Bemessungsansatz in Abhängigkeit des V/H-Verhältnisses (höhennormierte Verschiebungen)

V/H-Verhältnis ¹ [‰]	Anpassungsfaktor λ [-]
0,11	0,60
0,53	0,60
1,06	0,70
2,13	0,95
3,19	1,15
5,31	1,60
6,91	1,70

¹ Für Zwischenwerte darf λ linear interpoliert werden.



mit

$$e_1 = \left[K_0 + (\lambda \cdot K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{0,9 \cdot V}{H}}{a + \frac{0,9 \cdot V}{H}} \right] \cdot \gamma \cdot z_1$$

$$e_2 = e_1 + K_0 \cdot \gamma \cdot (z_2 - z_1)$$

Abbildung 11.16: Vereinfachte Erddruckfigur des Bemessungsansatzes

12 Zusammenfassung und Ausblick

12.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit umfasst umfangreiche Untersuchungen und Darstellungen zum Bemessungserddruck und zur Setzungsentwicklung bei integralen Brücken.

Zunächst werden die wichtigsten Begrifflichkeiten und Definitionen rund um integrale Brücken genannt und anhand Abbildungen erläutert. Bei integralen Brückenbauwerken spielt die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund eine bedeutende Rolle, da diverse Zwangsbeanspruchungen aus dem Brückenüberbau (bspw. Kriechen und Schwinden des Betons, Temperatureinwirkungen, etc.) nicht wie gewöhnlich durch Dehnungsfugen und Lager aufgefangen werden, sondern über die Widerlager direkt auf die angrenzende Hinterfüllung übertragen werden. Die Hinterfüllung einer integralen Brücke ist daher fester Bestandteil des statischen Systems und muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

In den letzten Jahren hat die integrale Bauweise im Brückenbau mehr an Bedeutung gewonnen. Dies zeigt sich auch an der Forschungsaktivität in den letzten Jahrzehnten. VOGT und ENGLAND führten Modellversuche durch, in denen die Auswirkungen einer zyklischen Wandbewegung auf die Hinterfüllung untersucht wurden. Während VOGT ein quasi-elastisches Verhalten bereits nach dem ersten Bewegungszyklus feststellte, beobachtete ENGLAND auch noch nach 100 Zyklen eine Zunahme des Erddrucks, vgl. Abbildung 1.2.

Die vorliegende Arbeit soll im Hinblick auf die Bemessung integraler Brückenbauwerke den in Deutschland angewandten Bemessungsansatz von VOGT validieren und auf Grundlage der eigenen Erkenntnisse aus numerischen Berechnungen und Messungen am Beispielprojekt einen vereinfachten Bemessungsansatz vorschlagen.

Die Arbeit beinhaltet ausführliche numerische Untersuchungen zum zyklischen Erddruck auf Widerlagerwände sowie zum Setzungsverhalten der angrenzenden Hinterfüllung mit vier verschiedenen Stoffmodellen. Alle erforderlichen Daten sind des in Kapitel 10 vorgestellten Beispielprojekts „Buddenacker“ entnommen worden. Dabei wurden die folgenden Stoffmodelle zur Berechnung der Systeme verwendet: Hardening-Soil, Hypoplastizität mit und ohne intergranulare Dehnung und Neohypoplastizität. Es kann festgestellt werden, dass das Hardening-Soil Stoffmodell grundsätzlich die besten Ergebnisse im Sinne der Plausibilität und Nachvollziehbarkeit liefert. Es wird ein quasi-elastisches Verhalten der Hinterfüllung nach ca. fünf Jahren ($\hat{=}$ Kompressionen) erreicht, nach denen die Erddruckkraft nicht weiter ansteigt. Die Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung erreicht ein quasi-elastisches Verhalten nach ca. acht Jahren. Die Hypoplastizität mit intergranularen Dehnung und die Neohypoplastizität liefern immer weiter steigende Erddruckkräfte über den zeitlichen Verlauf. Beim Vergleich der Setzungsverläufe, die mit den genannten Stoffmodellen berechnet wurden, liefert ausschließlich das Hardening-Soil Stoffmodell plausible Ergebnisse. Die hypoplastischen Stoffmodelle berechnen teilweise sehr große Setzungen, die über den zeitlichen Verlauf auf bis zu 25 cm und darüber hinaus stetig steigen.

Darüber hinaus wurden ausführliche numerische Untersuchungen auf Grundlage der bereits existierenden Modelle zum Einfluss diverser Übergangskonstruktionen an integralen Brücken auf den zyklischen Erddruck und die Setzungsprognose erstellt. Untersucht wurden dabei u. a. die verschiedenen Ausbildungen einer Schleppplatte sowie ein zementverfestigter Bodenkeil auf Grundlage des Hardening-Soil Stoffmodells. Wie bereits in der Literatur [37],[64] beschrieben, kann eine Verlagerung des häufig auftretenden Problems der Setzungsmulde an das jeweilige Ende der Übergangskonstruktion beobachtet werden. Eine gewisse Abschirmwirkung des Erddrucks auf die Widerlagerwand kann nur in geringem Maße festgestellt werden.

Ein weiterer Aspekt bei der Bemessung von Widerlagerwänden ist der Verdichtungserddruck, der in der DIN 4085 [28] sowie bei HETTLER [45] beschrieben wird. Auf Grundlage der bestehenden numerischen Berechnungsmodelle wurde unter Verwendung des Hardening-Soil Stoffmodells versucht, den Verdichtungserddruck mit lagenweisem Aufbau und jeweiliger Verdichtung der Hinterfüllung zu simulieren. Nach bisherigen Erkenntnissen ist das Hardening-Soil Stoffmodell für eine numerische Verdichtungsberechnung nicht geeignet, da die dynamischen Einwirkungen numerische Probleme hervorrufen. Bei der numerischen Berechnung von Verdichtungserddrücken besteht daher weiterer Forschungsbedarf.

Im Transfer-Forschungsprojekt¹ konnten innerhalb des ersten Jahres bereits einige Erkenntnisse gewonnen werden. Es lassen sich die sog. Tageszyklen, die auf Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht zurück zu führen sind, in den Erddruckmessungen gut erkennen. Aussagekräftige Ergebnisse über die jahreszeitlich bedingten Erddrücke können erst nach einigen Jahren gewonnen werden. Daher wird empfohlen, die Messungen am Bauwerk „Buddenacker“ über weitere 20 Jahre fortzuführen und die Ergebnisse entsprechend zu publizieren.

Über Inklinometer-Messungen können an weiteren integralen Brückenbauwerken Rückschlüsse zum Setzungsverhalten der Hinterfüllung erstellt werden.

Wie in Kapitel 11 gezeigt, ist eine pauschale Abminderung des passiven Erddruckbeiwertes K_{ph} auf 60 % bei der Berechnung der Mobilisierung nach VOGT bei einer Drehung um den Fußpunkt nicht für alle V/H-Verhältnisse zielführend. Ebenso werden bei nicht abgemindertem K_{ph} Differenzen festgestellt.

Daher empfiehlt es sich, einen vereinfachten Bemessungsansatz einzuführen, bei dem ein entsprechender Anpassungsfaktor λ in Abhängigkeit des V/H-Verhältnisses die Größe der Erddruckfigur steuert. Der vereinfachte Bemessungsansatz beruht auf den Überlegungen von VOGT und erfordert eine wesentlich geringere Anzahl von Berechnungsschritten, sodass eine Berechnung auch ohne Tabellenkalkulationssoftware möglich ist. Er liefert Erddruckfiguren, die gut mit den numerisch ermittelten Erddruckverläufen übereinstimmen, vgl. Abschnitt 11.4. Empfehlungen für den Anpassungsfaktor werden in Kapitel 11 sowie in Tabelle 11.6 gegeben.

12.2 Ausblick

Die realitätsnahe Abbildung von zyklischen Erddrücken infolge Temperaturschwankungen von integralen Brücken ist ein sehr komplexer Themenbereich. Die numerischen Berechnungen in Kapitel 7 sind akademischer Natur und beruhen auf einigen Annahmen. Beispielsweise wurde angenommen, dass das eingebaute Hinterfüllmaterial keine Kohäsion besitzt und Grundwasser nicht vorhanden ist. Um weiterführende Ergebnisse zu erlangen, wäre es denkbar, einen Boden mit einer gewissen Kohäsion für die Berechnungen zu verwenden. Wie in Abbildung 10.14 zu erkennen, sind die Wassergehalte der Prüfstellen des eingebauten Bodens nicht deckungsgleich mit der Proctorkurve. Eine mögliche Kohäsion des eingebauten Bodens (der als kohäsionsloser Boden bei den numerischen Berechnun-

¹DFG-Projekt Nummer 397521181

gen berücksichtigt wurde) ist hierfür als Ursache nicht auszuschließen. Daher erscheint es sinnvoll, die eingebaute Hinterfüllung in weiteren Laborversuchen zu untersuchen, um eine eventuelle Kapillarkohäsion zu erkennen und diese bei den numerischen Berechnungen zu berücksichtigen. Denkbar hierfür wären beispielsweise dränierte (D-)Triaxialversuche.

Weiterer Entwicklungsbedarf besteht auch bei den hypoplastischen Stoffmodellen, da diese insbesondere bei Verformungsprognosen Defizite aufweisen und zu weich reagieren, vgl. auch Untersuchungen von DANNE [11].

Auch eine Parameterstudie zum Wandreibungswinkel wäre denkbar, um den möglichen Einfluss des Dämmvlies' in den späteren Erddruckmessungen erkennen zu können. Die numerischen Berechnungen beruhen auf der Annahme einer gewissen Rauigkeit der Betonwand und einem entsprechenden Reibungskoeffizienten zwischen Wand und Boden. Zwischen Hinterfüllung und Widerlagerwand wurde ein Dämmvlies verbaut, das gegebenenfalls dazu führt, dass der angesetzte Reibungskoeffizient nicht erreicht werden kann. In der Folge kann es zu Differenzen zwischen numerisch berechneten und gemessenen Erddrücken kommen.

Im Rahmen weiterer Forschung kann auch ein räumlicher Einfluss in numerischen Berechnungen überprüft werden. Möglicherweise ergeben sich in diesen Untersuchungen weitere Erkenntnisse, die die gemessenen Erddrücke in den verschiedenen Messachsen (vgl. Abbildungen 10.3 und 10.4) erklären. Die vorhandenen numerischen Simulationen werden ausschließlich im ebenen Verzerrungszustand durchgeführt. Die in Kapitel 7 genannten Programme bieten zusätzlich die 3D-Erweiterung. Sicherlich kommen mit dieser Erweiterung auch zusätzliche Parameter hinzu, die weiterführende Parameterstudien bzw. Annahmen für die Berechnung erfordern.

Abschließend sei genannt, dass die Untersuchungen und Messungen am Brückenbauwerk in Dortmund-Sölde für einen langfristigen Zeitraum angelegt sind und stets aktuelle Erkenntnisse gewonnen werden können. Auch die Ergebnisse der numerischen Berechnungen stellen den Verlauf von Erddruck und Setzung über einen Zeitraum von 20 Jahren dar. Dieses Forschungsprojekt eignet sich im besonderen Maße, Bauwerksdaten über mehrere Jahre hinweg auszulesen, diese zu analysieren und das Wissen darüber in geeigneter Weise zu publizieren. Auch bei der Überarbeitung und Neuerarbeitung von Normen und Richtlinien können die aus diesem Forschungsprojekt auch weiterhin gewonnenen Erkenntnisse beitragen.

Anhang A:

Beiwerte des Mobilisierungsansatzes von BESLER

Tabelle A.1: Faktor f_D zur Berücksichtigung des Einflusses der Lagerungsdichte [3]

Lagerungsdichte			
locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
1,47	1,28	1,03	0,75

Tabelle A.2: Faktor f_δ zur Berücksichtigung des Einflusses einer negativen Wandreibung [3]

Bruchzustand: E_{ph}	Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$
1,57	2,44

Tabelle A.3: Faktor f_g zur Berücksichtigung des Einflusses des Grundwassers [3]

Grundwasser	Bruchzustand: E_{ph}	Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$
oberhalb	1,00	1,00
unterhalb	1,00 [1,58]*	1,00 [2,21]*

* Die Werte in Klammern sind der Ursprungsversion von BESLER [3] entnommen.

Tabelle A.4: Faktor f_B zur Ermittlung der relativen Wandverschiebung im Grundfall [3]

Wandbewegungsart	Fußpunkt- drehung	Parallel- verschiebung	Kopfpunkt- drehung
Bruchzustand: E_{ph}	4,70 %	3,87 %	4,50 %
Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$	1,08 %	0,50 %	1,21 %

Anhang B:

Ergänzende Berechnungsergebnisse des erweiterten Modells aus Kapitel 7

In diesem Anhang sind die Berechnungsergebnisse mit dem Parametersatz *Berliner Sand* für die Hypoplastizität und Neohoplastizität dargestellt.

Hypoplastizität

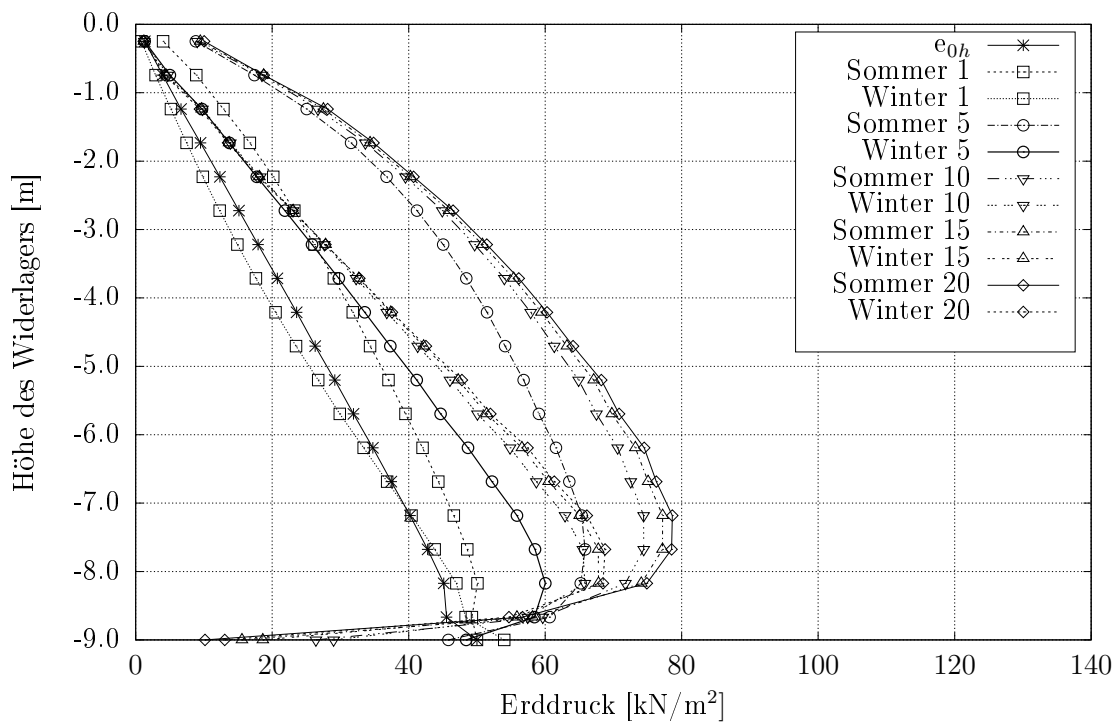


Abbildung B.1: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

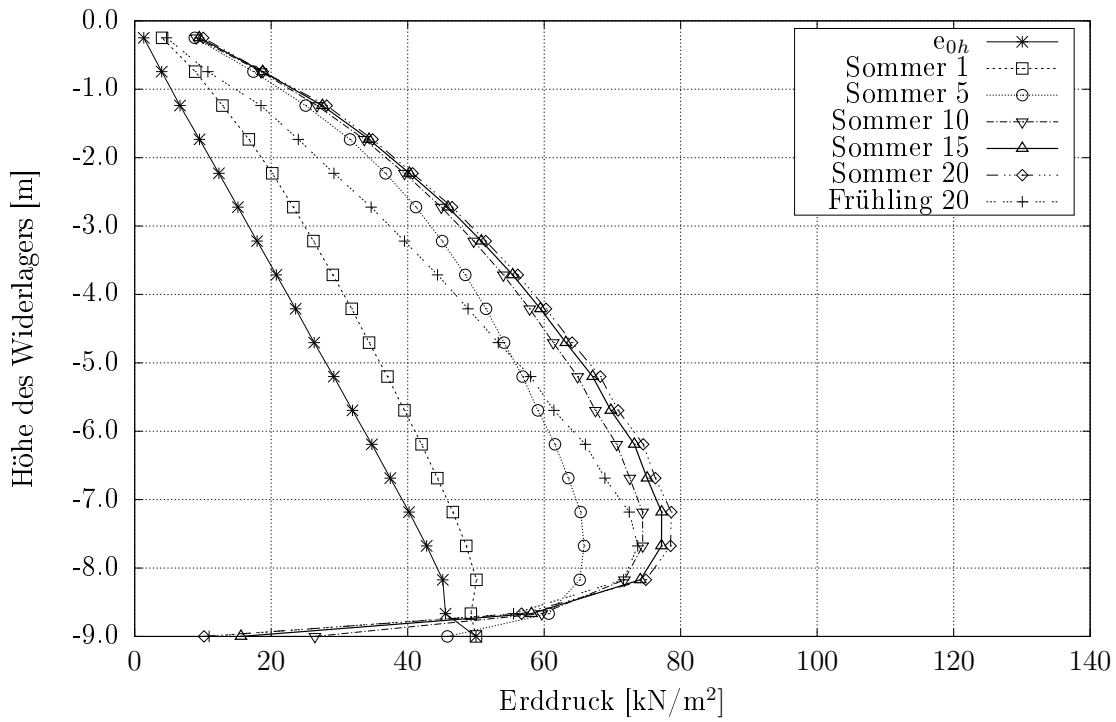


Abbildung B.2: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Hypoplastizität

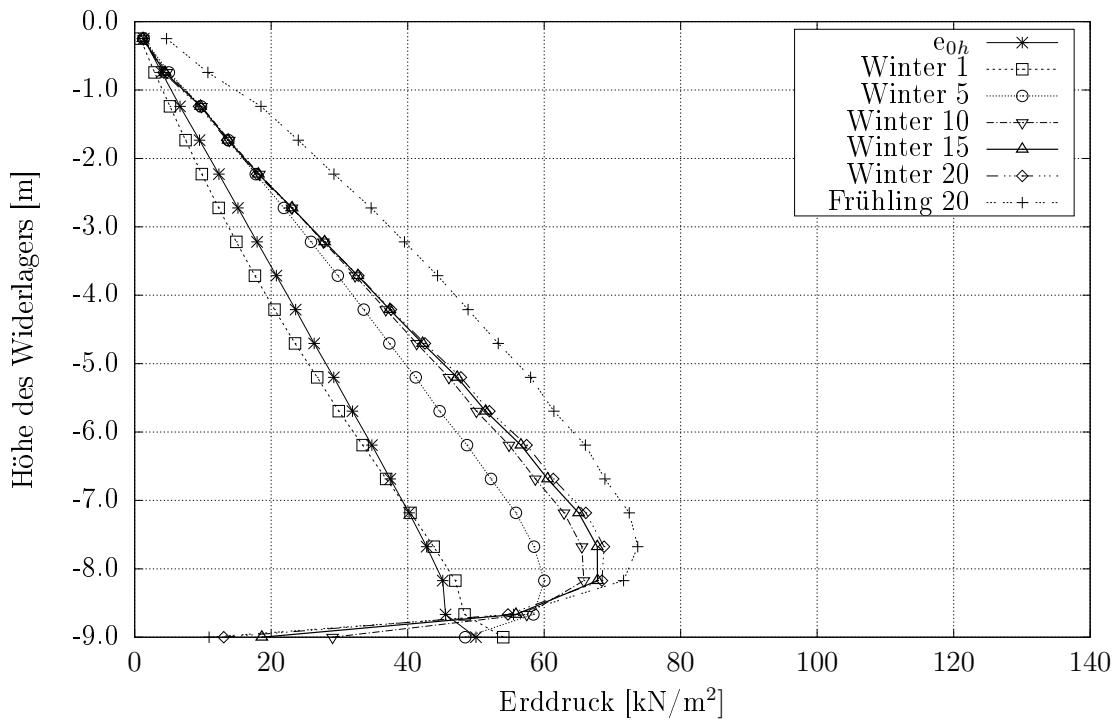


Abbildung B.3: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Hypoplastizität

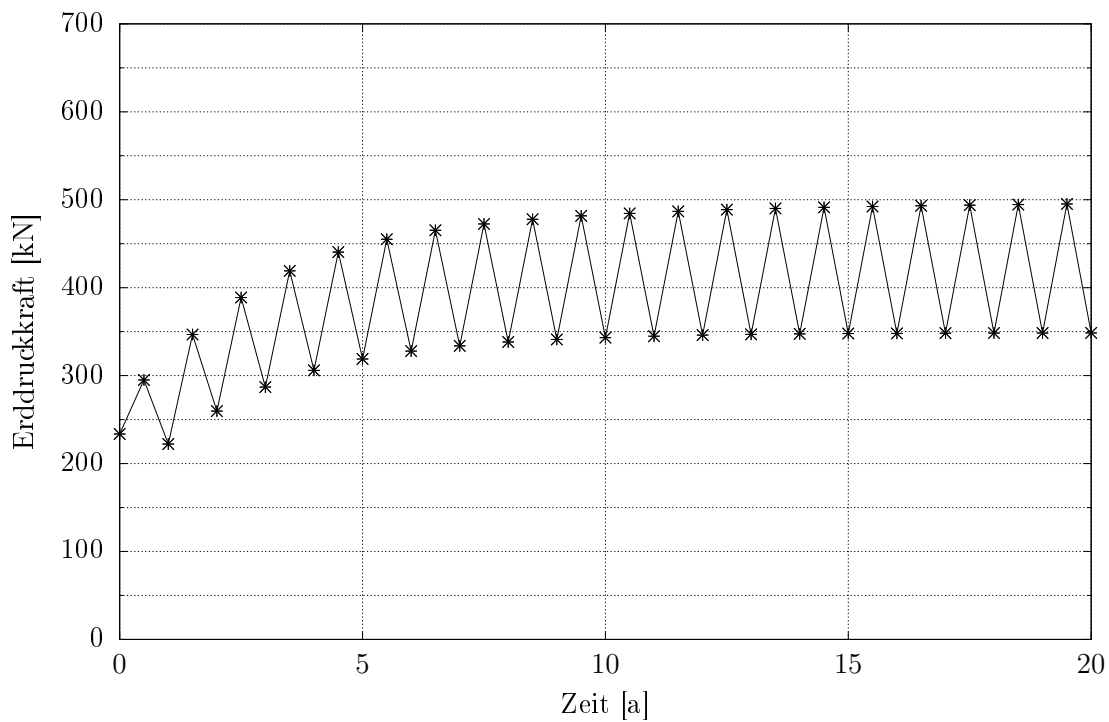


Abbildung B.4: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

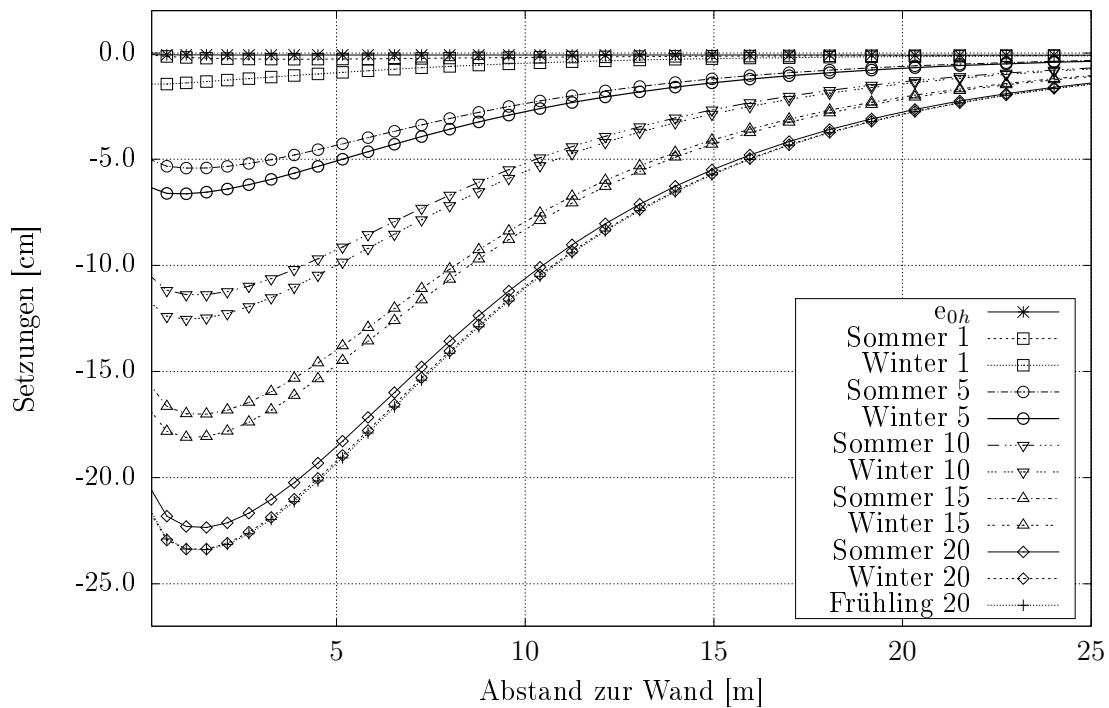


Abbildung B.5: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

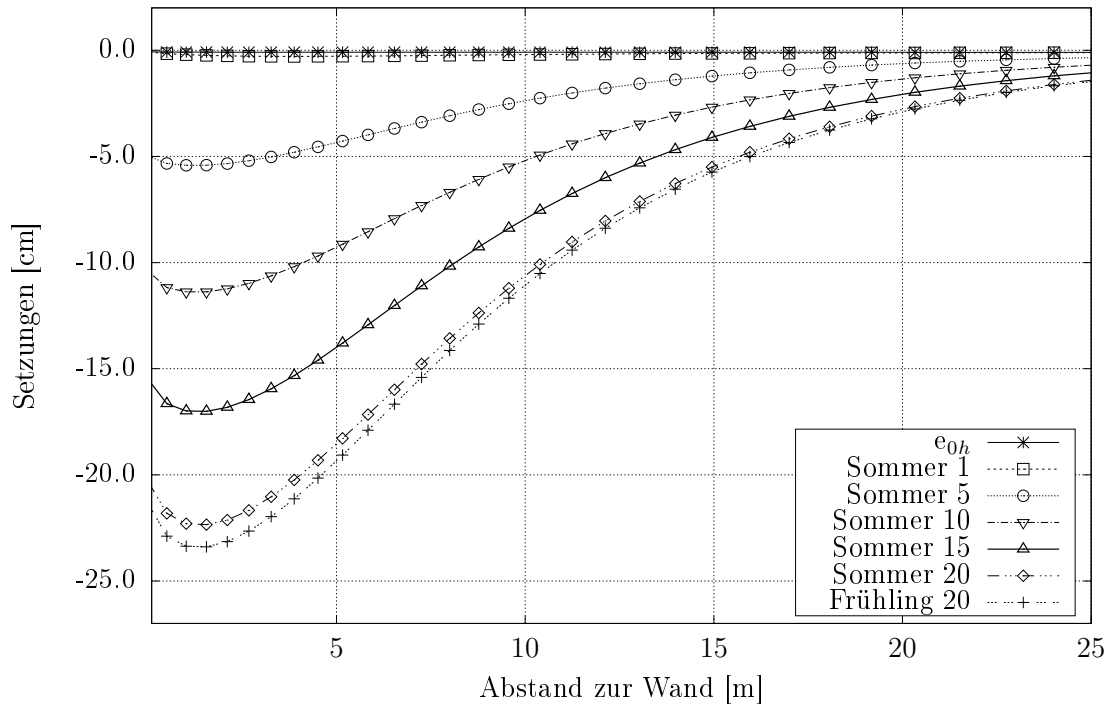


Abbildung B.6: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Hypoplastizität

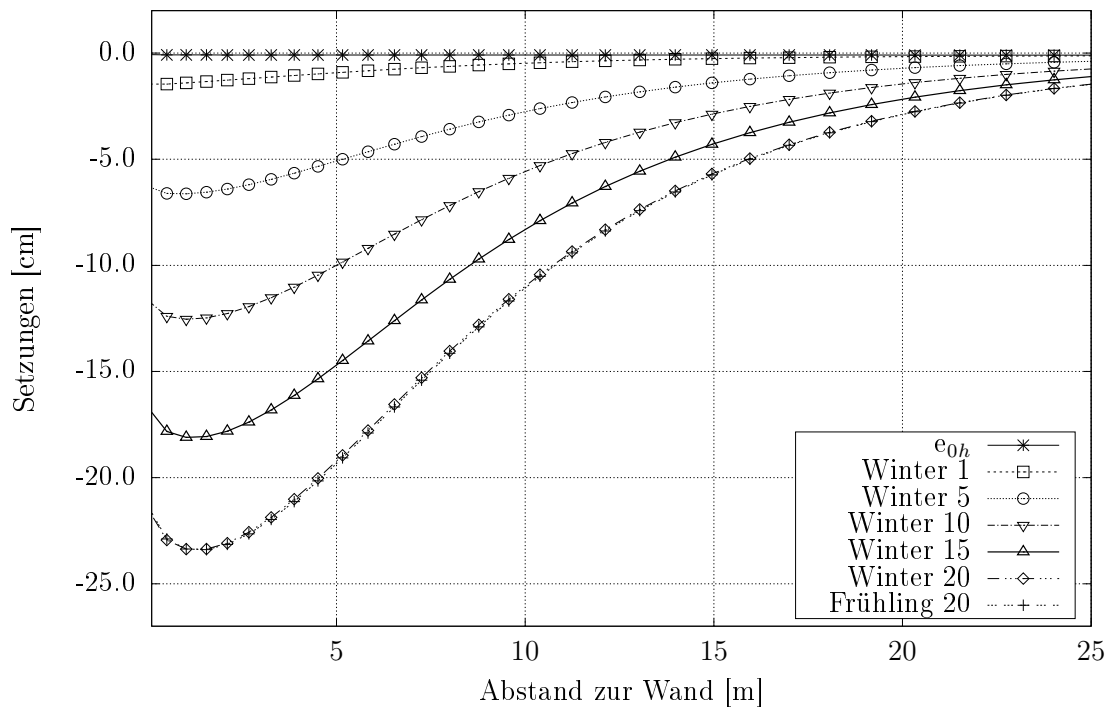


Abbildung B.7: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Hypoplastizität

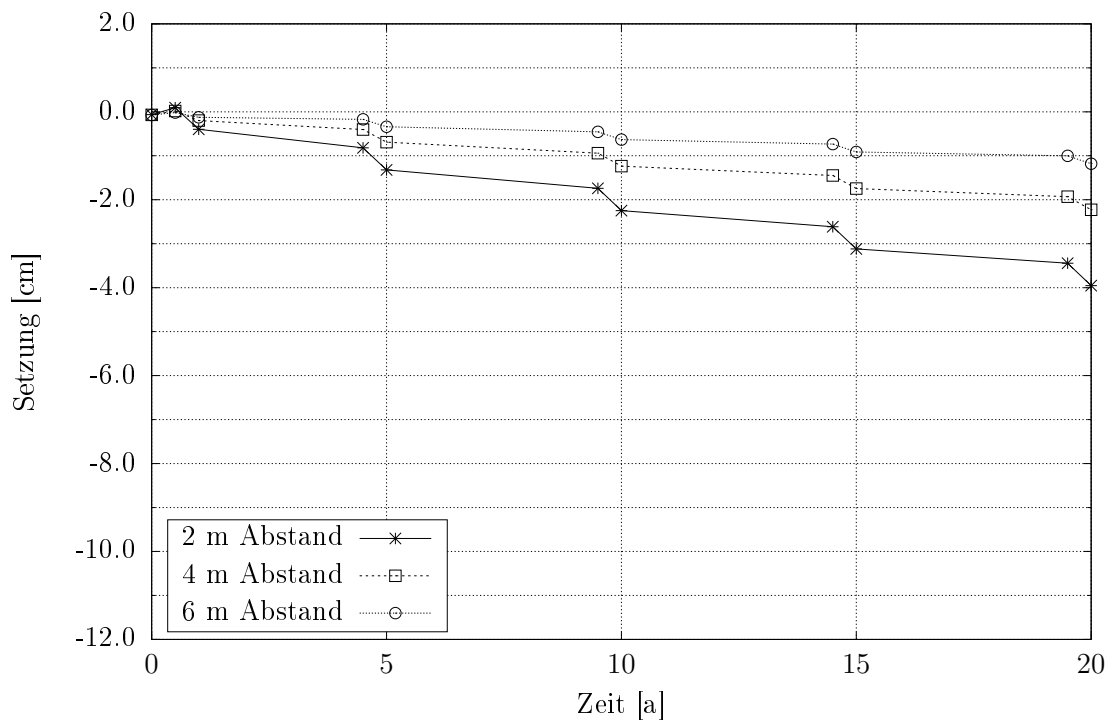


Abbildung B.8: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

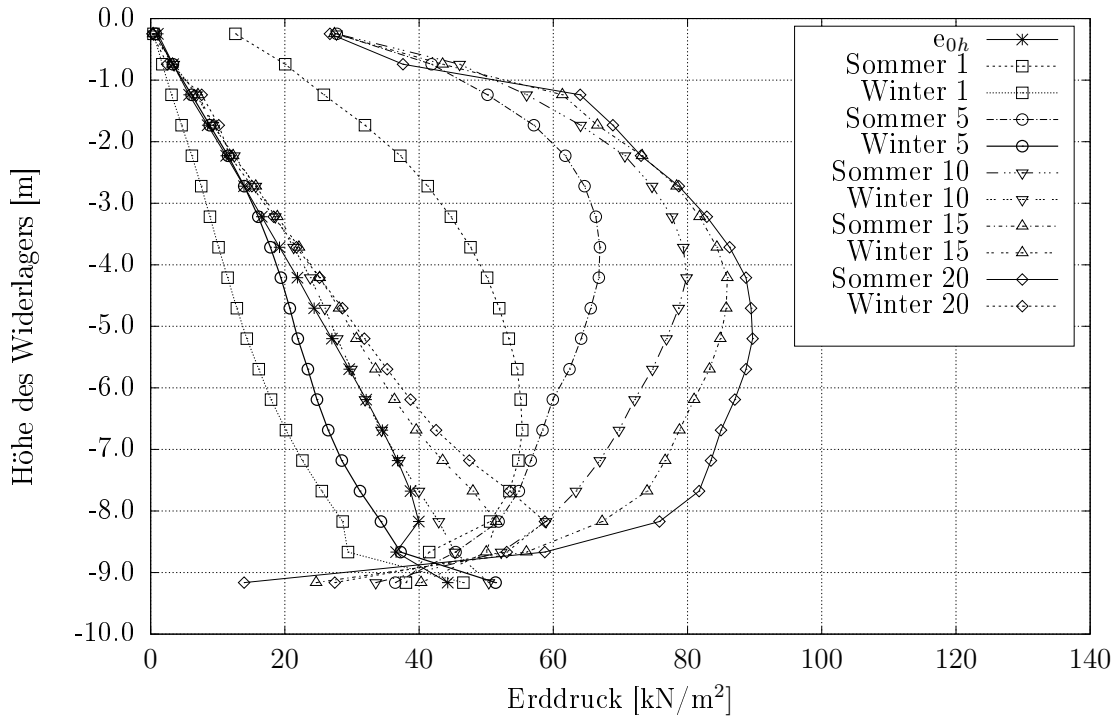


Abbildung B.9: Veränderung der Erddruckverläufe innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

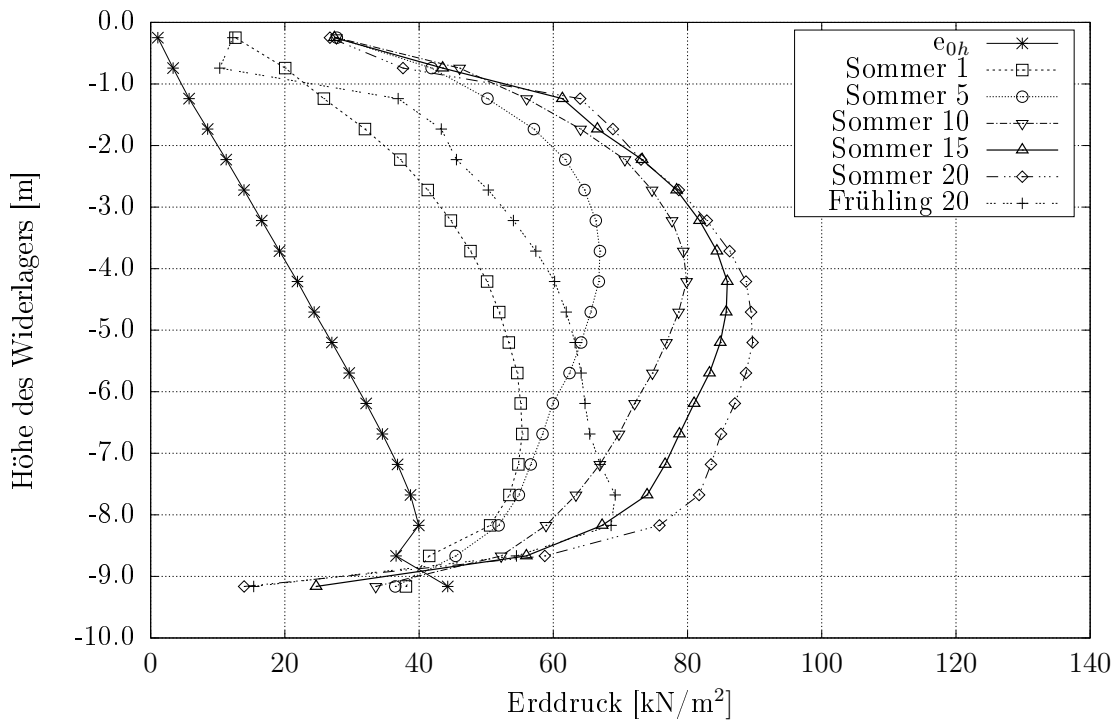


Abbildung B.10: Veränderung der Erddruckverläufe, Sommerstellung, Hypoplastizität

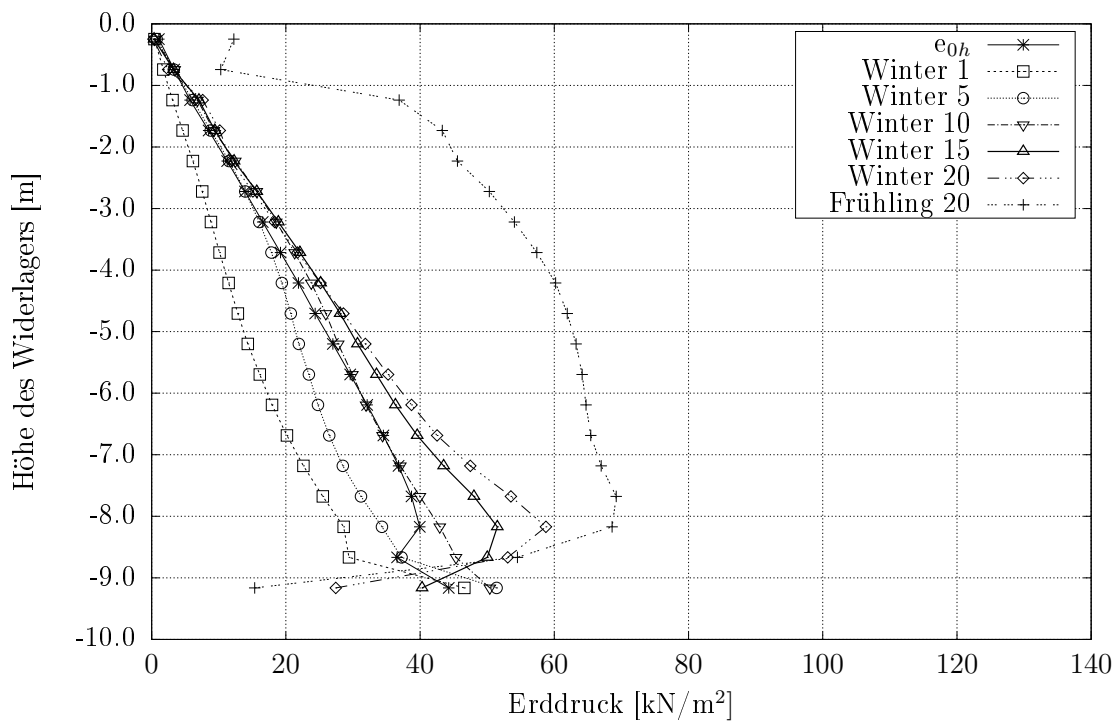


Abbildung B.11: Veränderung der Erddruckverläufe, Winterstellung, Hypoplastizität

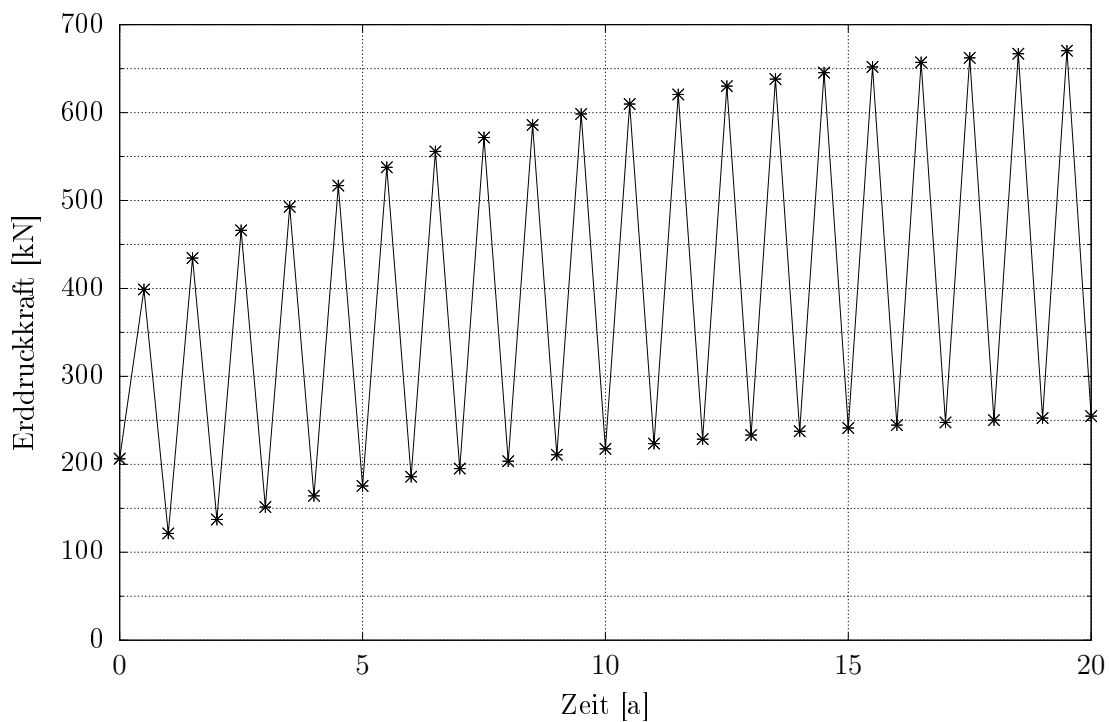


Abbildung B.12: Veränderung der Erddruckresultierenden innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

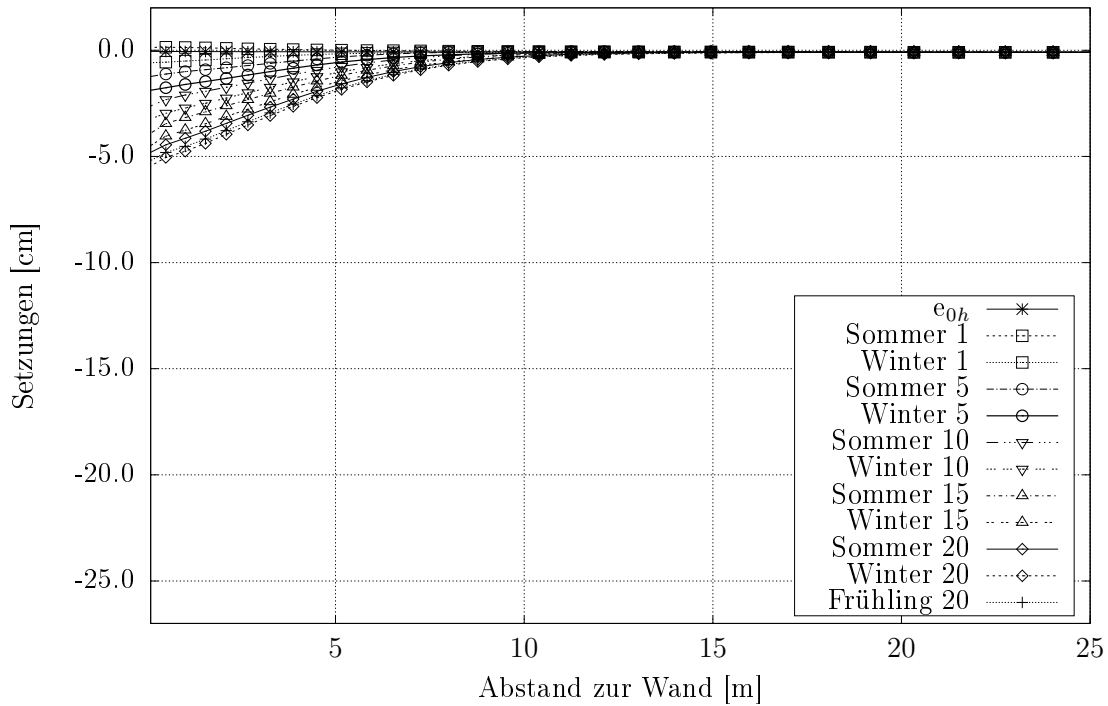


Abbildung B.13: Veränderung der Setzungen innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

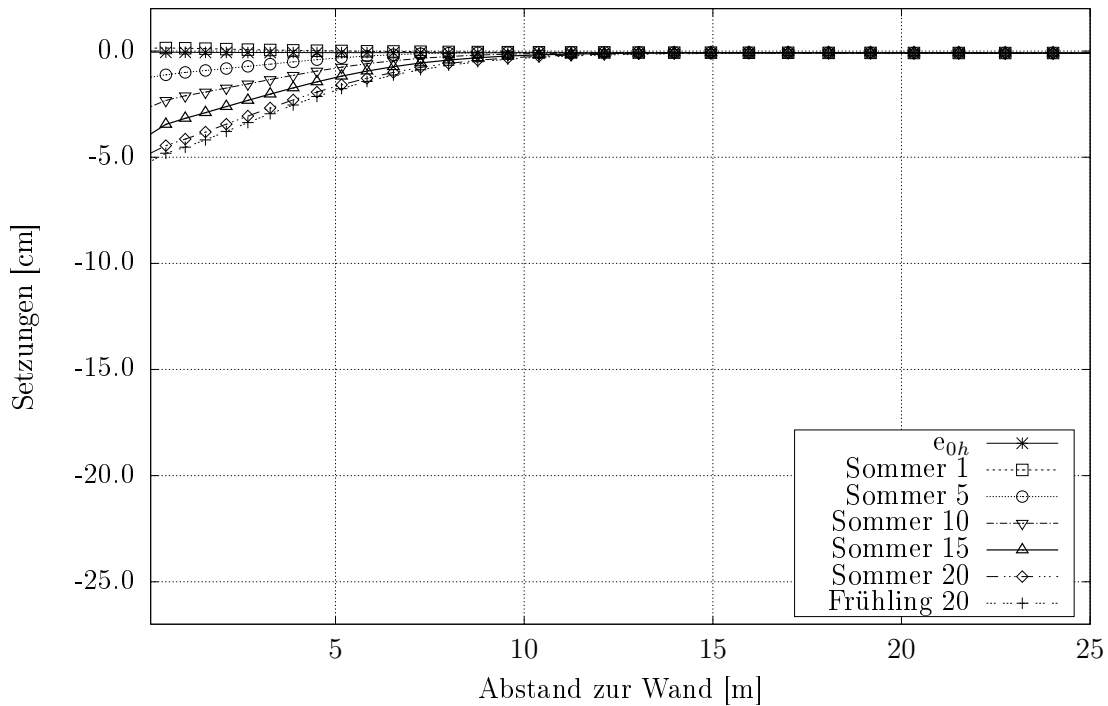


Abbildung B.14: Veränderung der Setzungen, Sommerstellung, Hypoplastizität

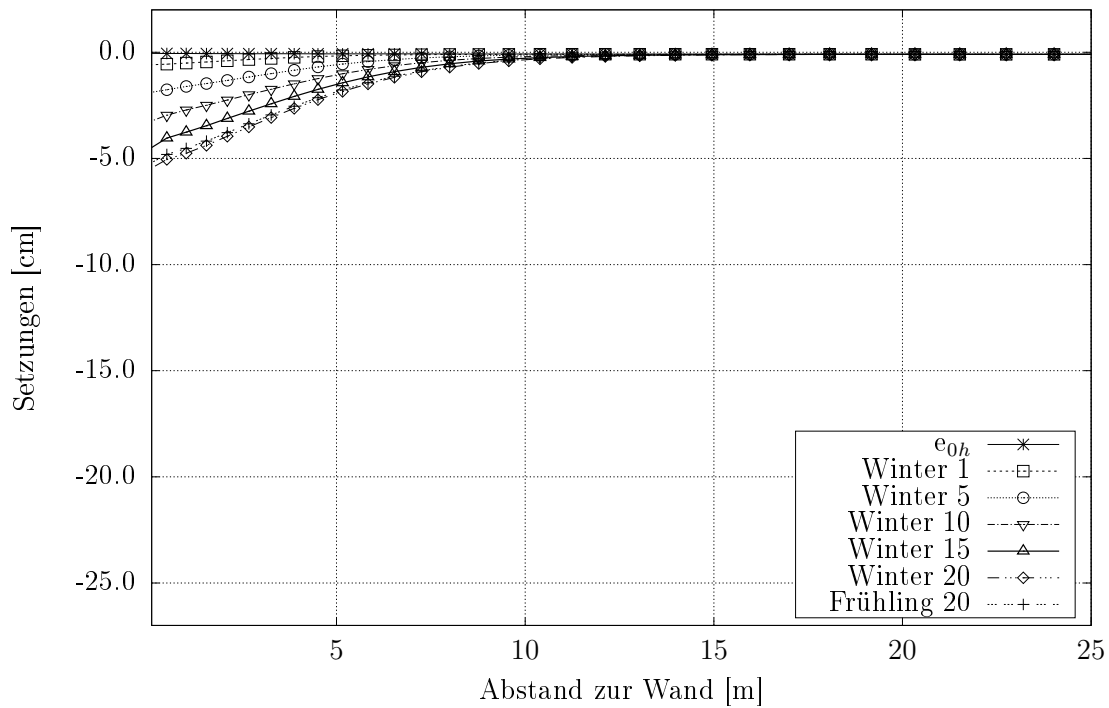


Abbildung B.15: Veränderung der Setzungen, Winterstellung, Hypoplastizität

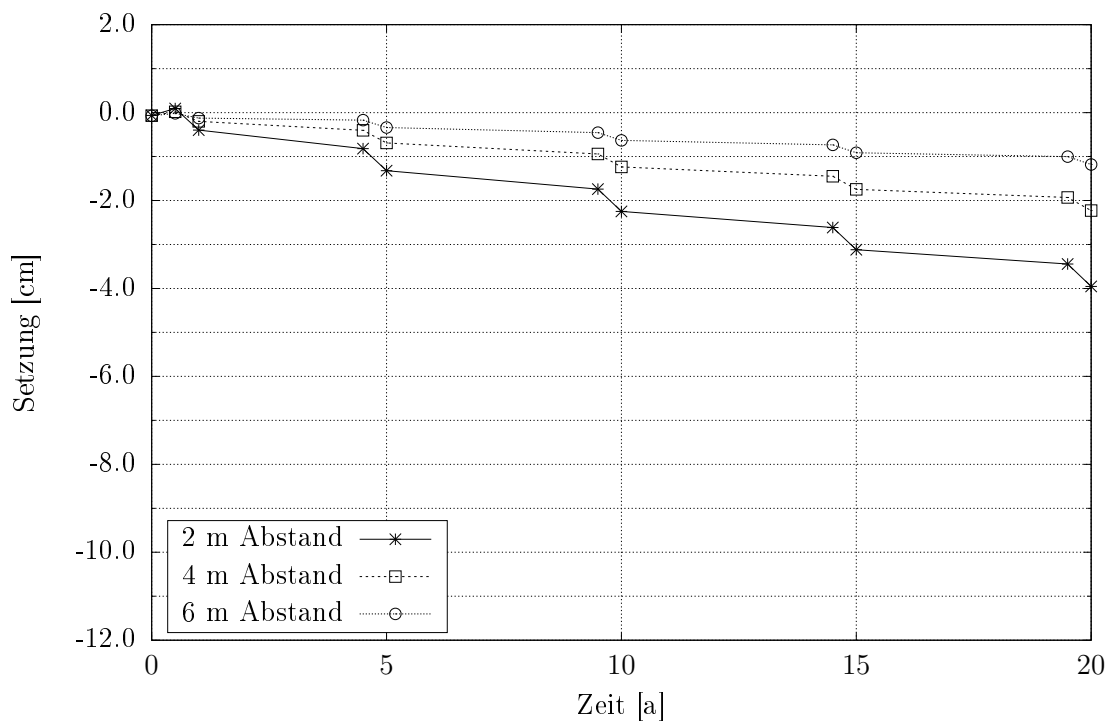


Abbildung B.16: Veränderung der Setzungen in unterschiedlichen Abständen zum Widerlager innerhalb 20 Jahre, Hypoplastizität

Vergleich der Berechnungsergebnisse

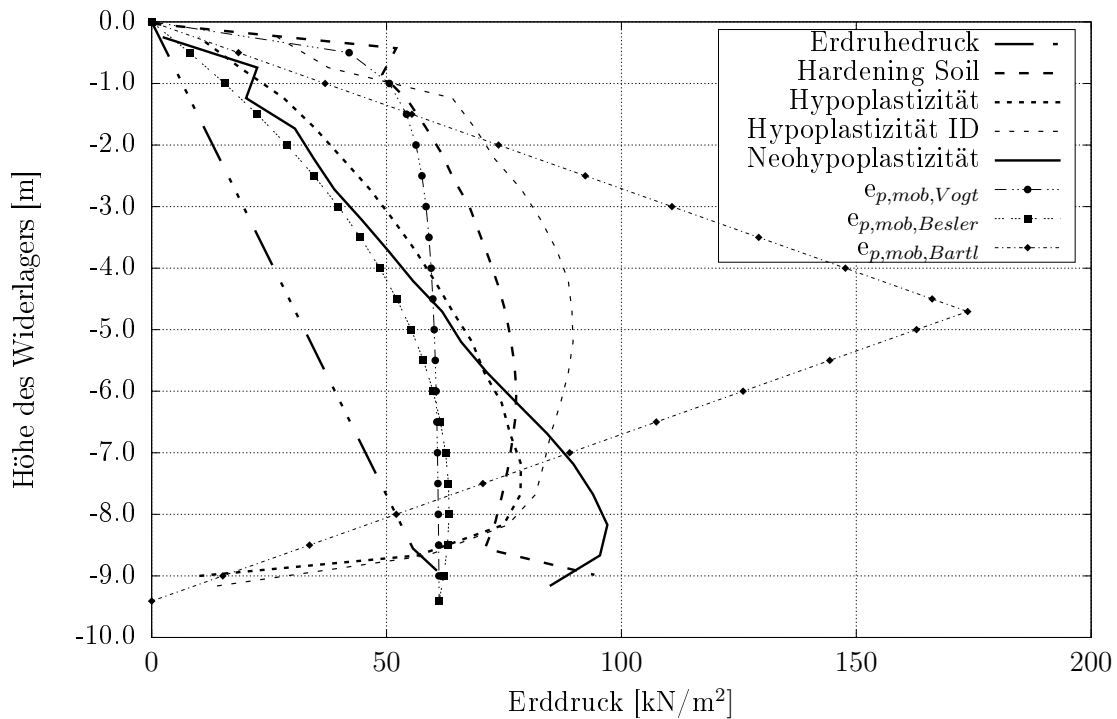


Abbildung B.17: Vergleich der Erddruckverteilungen im 20. Sommer der verschiedenen Stoffmodelle

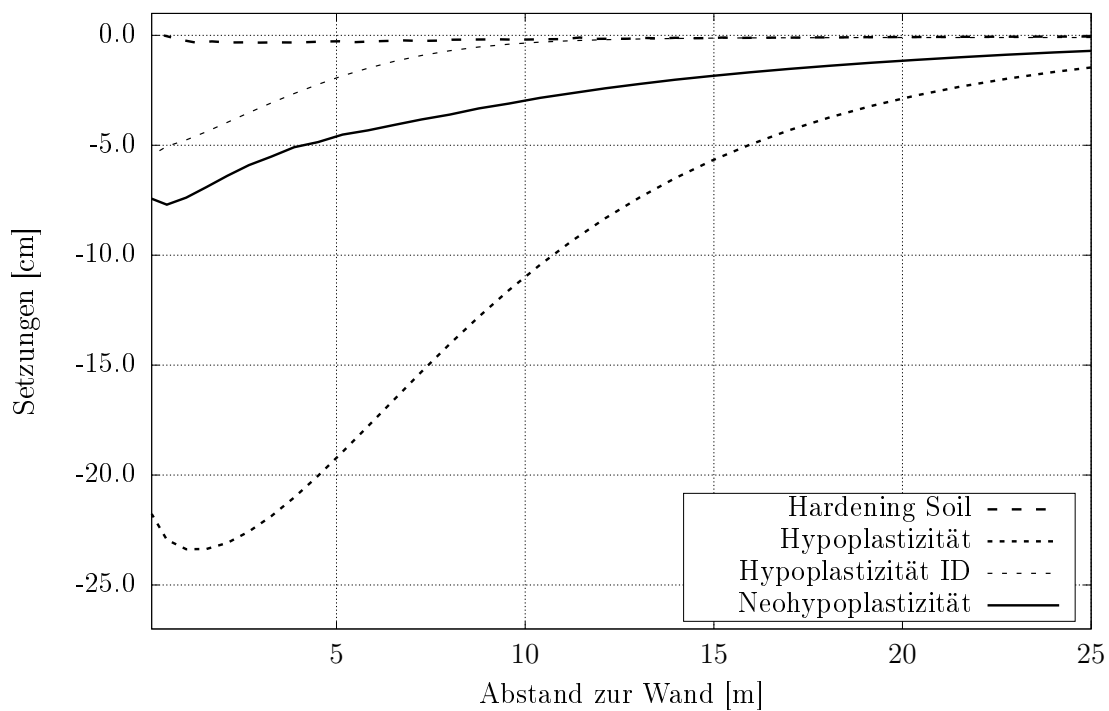


Abbildung B.18: Vergleich der Setzungen im 20. Sommer der verschiedenen Stoffmodelle

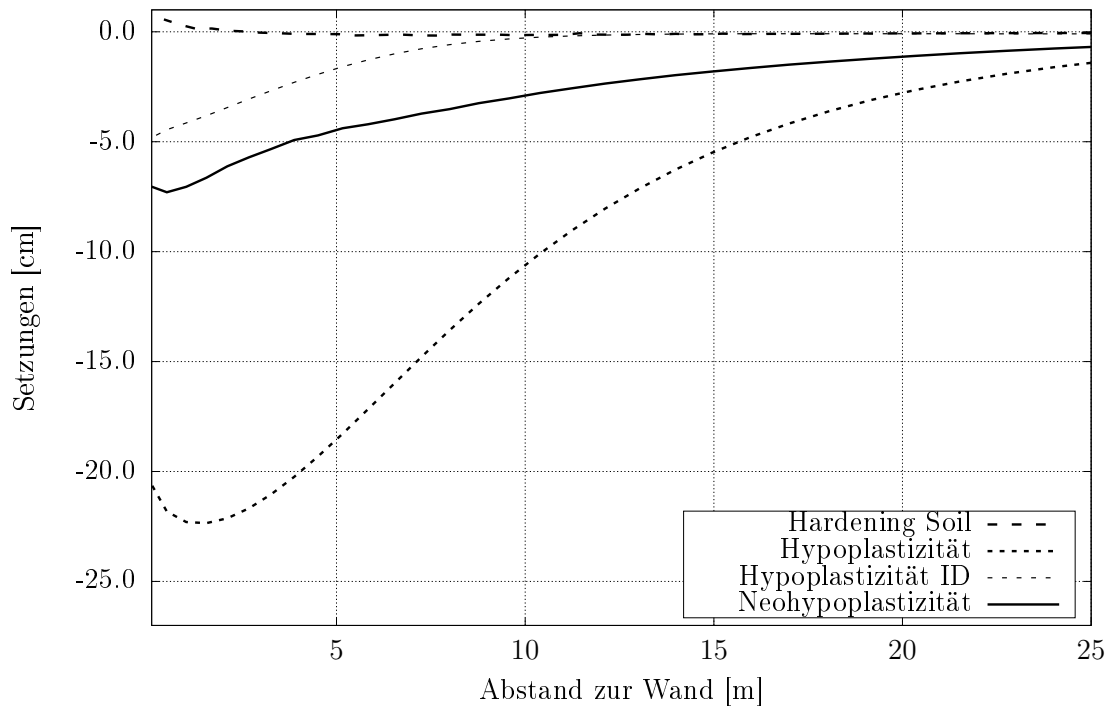


Abbildung B.19: Vergleich der Setzungen im 20. Winter der verschiedenen Stoffmodelle

Anhang C:

Ergänzende Laborergebnisse zu den Prüfstellen aus Kapitel 10

Tabelle C.1: Ermittelte Trockendichten und Wassergehalte an den Prüfstellen

Prüfstelle [-]	Trockendichte [g/cm ³]	Wassergehalt [%]	Prüfstelle [-]	Trockendichte [g/cm ³]	Wassergehalt [%]
1	1,687	7,06	15	1,766	8,23
2	1,693	7,01	16	1,804	8,09
3	1,741	7,47	17	1,707	6,70
4	1,675	9,41	18	1,773	6,64
5	1,671	9,80	19	1,740	7,49
6	1,712	9,96	20	1,754	7,00
7	1,683	6,25	21	1,791	6,49
8	1,693	6,94	22	1,714	8,21
9	1,710	6,45	23	1,839	10,65
10	1,646	6,81	24	1,853	9,60
11	1,651	9,11	25	1,816	9,22
12	1,713	8,55	26	1,733	7,26
13	1,706	8,38	27	1,764	6,69
14	1,837	8,76	28	1,771	7,43

Literaturverzeichnis

- [1] BARTL, U. *Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden.* Dissertation, Technische Universität Dresden, 2004.
- [2] BERGER, D., GRAUBNER, C.-A., PELKE, E., AND ZINK, M. *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken.* Heft 50 der Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden, 2003.
- [3] BESLER, D. *Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltenes von gestützten Baugrubenwänden, Heft 22.* Dissertation, Technische Universität Dortmund, 1998.
- [4] BOCKERMANN FRITZE. Entwurfsplan zum BW5 im Auftrag für DEGES, 2017.
- [5] BOMAG GMBH. *Reversierbare Vibrationsplatten BPR 70/70 D, BPR 100/80 D.* Zugriff: 13.08.2019.
- [6] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN. *Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen – https://www.bast.de/BASt_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke_node.html.* Zugriff: 03.10.2019.
- [7] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN. RiZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten - WAS 7, 2012.
- [8] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN. RiZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten - Integrale Bauwerke (Int), 2015.
- [9] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN. RiZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauten - Überbauabschluss (Abs), 2015.
- [10] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR. RE-ING: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten - Teil 2: Brücken - Abschnitt 5: Integrale Bauwerke.
- [11] DANNE, S. *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Sand bei monotoner und niederzyklischer Belastung, Heft 33.* Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2017.
- [12] DEGES GMBH. *Ausbau der Autobahn A 40 – <https://www.deges.de/projekte/projekt/a-40-dortmund/>.* Zugriff: 13.08.2019.
- [13] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln.

-
- [14] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, 2010.
- [15] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, 2010.
- [16] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten, 2010.
- [17] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, 2010.
- [18] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen, 2010.
- [19] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen, 2010.
- [20] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2010.
- [21] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, 2010.
- [22] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1993-2:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken, 2010.
- [23] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1994-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken, 2010.
- [24] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN EN 1997-2:2010-10: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, 2010.
- [25] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN 18125-2:2011-03: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 2: Feldversuche, 2011.
- [26] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN 18196:2011-05: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, 2011.
- [27] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN 18127:2012-09: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch, 2012.

- [28] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. DIN 4085:2017-08: Baugrund – Berechnung des Erddrucks, 2017.
- [29] DEUTSCHMANN, J. *Übergangskonstruktionen bei integralen Brücken*. Masterthesis, Technische Universität Dortmund, unveröffentlicht, 2018.
- [30] DGGT DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben"(EAB)*, 5 ed. 2012.
- [31] DGGT DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG*. Wiley-VCH Verlag GmbH, D-69451 Weinheim, Germany, feb 2014.
- [32] DREIER, D., BURDET, O., AND MUTTONI, A. Transition Slabs of Integral Abutment Bridges. *Structural Engineering International* 21, 2 (may 2011), 144–150.
- [33] ENGLAND, G. L., TSANG, N. C. M., AND BUSH, D. I. *Integral Bridges - A fundamental approach to the time-temperature loading problem*. Thomas Telford Publishing, London, 2000.
- [34] FELLIN, W. Hypoplastizität für Einsteiger. *Bautechnik* 77, Heft 1 (2000), 10–14.
- [35] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN. Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke - M HifüBau, 2017.
- [36] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN. Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - ZTV E-StB 17, 2017.
- [37] GEIER, R., ANGELMAIER, V., GRAUBNER, C.-A., AND KOHOUTEK, J. *Integrale Brücken*. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany, mar 2017.
- [38] GEOTEAM INGENIEURGESELLSCHAFT MBH. 6-streifiger Ausbau der A 40 Dortmund/Ost bis AK Dortmund/Unna Beschreibung der Untergrundverhältnisse für den Ersatzneubau Brückenbauwerk BW 5 im Zuge der L 556 über die B 1 / A 40 einschließlich der Anbindungsstrecken. Tech. rep., 2017.
- [39] GEOTEAM INGENIEURGESELLSCHAFT MBH. Mitteilung zu Rammsondierungen, BW 5, Dortmund-Sölde, 2020.
- [40] GRABE, J., AND MAHUTKA, K.-P. Abschätzung der horizontalen Bettung mittels dynamischer Pfahlprüfung. *Bautechnik* 82, 4 (2005), 227–235.
- [41] HEGERT, H. *Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen, Heft 32*. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2016.
- [42] HERLE, I. *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. Dissertation, Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997.
- [43] HETTLER, A. *Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung*. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1981.

- [44] HETTLER, A. *Kapitel 1.6 Erddruck im Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany, apr 2017.
- [45] HETTLER, A., AND KURRER, K.-E. *Erddruck*. Ernst & Sohn, 2019.
- [46] HLEIBIEH, J. *Anwendung der Hypoplastizität bei numerischen Berechnungen von bodendynamischen Problemen*. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2017.
- [47] INGENIEURBÜRO BERTELS GMBH. *Schriftverkehr*. unveröffentlicht, 2020.
- [48] JÁKY, J. Die klassische Erddrucktheorie mit besonderer Rücksicht auf die Stützwandbewegung. *Abh. Int. Ver. Brückenbau und Hochbau* 5, 1 (1938), 187–220.
- [49] KAUFMANN, W. *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*. PhD thesis, Bundesamt für Strassen, 2008.
- [50] KEROKOSKI, O. *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*. Dissertation, Tampere University of Technology, 2006.
- [51] KOITER, W. T. General Theorems for Elastic-plastic solids. In *Progress in Solid Mechanics*, I. N. Sneddon and R. Hill, Eds. North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1960.
- [52] KUDLA, W., SZCZYRBA, S., GLAUBACH, U., ROSENZWEIG, T., AND UHLIG, M. *Erddruck- und Verformungsmessungen an Widerlagerhinterfüllungen*. 2014.
- [53] KUHN, H. W., AND TUCKER, A. W. Nonlinear programming. *J. Neyman (ed.) "Proceedings of the Second Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability"*, University of California Press, Berkeley, California (1951), 481–492.
- [54] LAUMANS, Q. *Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1977.
- [55] MANGERIG, I., LICHTER, U., AND BEUCHER, S. Bewertung der Sicherheitsanforderungen von Temperatureinwirkungen auf Brücken. *Stahlbau* 79, 3 (mar 2010), 167–180.
- [56] MARTIN, J. B. *Plasticity*. MIT-Press, Cambridge, Massachusetts, 1985.
- [57] MRUCZKOWSKI, T. *Integrale Brücken: Numerische Untersuchungen zum Baugrundverhalten unter Verwendung verschiedener Stoffmodelle*. Masterthesis, Technische Universität Dortmund, unveröffentlicht, 2018.
- [58] NIEMUNIS, A. *Theoretische Bodenmechanik mit Mathematica*. 2018.
- [59] NIEMUNIS, A., GRANDAS TAVERA, C. E., AND WICHTMANN, T. Peak stress obliquity in drained and undrained sands. Simulations with neohypoplasticity. Tech. rep., Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, 2016.

- [60] NIEMUNIS, A., AND HERLE, I. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 4* (1997), 279–299.
- [61] PLAXIS 2D. Reference Manual. 2016.
- [62] PONS. Wörterbuch, 2020.
- [63] SCHANZ, T. *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Habilitation, Universität Stuttgart, 1998.
- [64] SZCZYRBA, S. *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*. Dissertation, Technische Universität Bergakademie Freiberg, 2013.
- [65] THOM, A., AND HETTLER, A. Prediction of Construction-Induced Deformations of Deep Excavation Walls by the Use of a Holistic 3D-Finite-Element Model. In *Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes: Benchmarks and Simulations*. 2016, pp. 231–239.
- [66] VOGT, N. *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984.
- [67] VON WOLFFERSDORFF, P.-A. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 1* (1996), 251–271.
- [68] WICHTMANN, T. *Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2005.
- [69] WINTER, H. *Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei integralen Brücken mit dem Programm Sofistik*. Diplomarbeit, unveröffentlicht, Technische Universität Dortmund, 2006.
- [70] WYLUTZKI GMBH & CO. KG. Bodenmechanik und Verdichtungsprüfungen im Tief- und Straßenbau, Düsseldorf: Prüfbericht zur Eignungsprüfung Lieferboden aus der Sandgrube Boer, Dorsten-Schermbeck für die Einbaustelle Ersatzneubau Überführungsbauwerk BW5 „Buddenacker“.

**Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau
der technischen Universität Dortmund**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Weißenbach

- Heft 1: Kempfert, H.-G. (1987):
Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten,
nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter
Geländeoberfläche
- Heft 2: Schäfer, J. (1990):
Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff
- Heft 3: Weißenbach, A. (1991):
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden
in nichtbindigem Boden
- Heft 4: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an einmal ausgesteiften Trägerbohlwänden in
nichtbindigem Boden
- Heft 5: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an zweimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in
nichtbindigem Boden
- Heft 6: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an dreimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in
nichtbindigem Boden
- Heft 7: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an viermal oder öfter ausgesteiften
Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 8: Weißenbach, A. (1993):
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden
in bindigem Boden
- Heft 9: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem
Boden im U-Bahn-Bauolos "Borgfelder Straße"
- Heft 10: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem
Boden in den U-Bahn-Bauolos "Burgstraße" und "Elise-Averdieck-Straße"

- Heft 11: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Hammer Kirche" und "Horner Rennbahn"
- Heft 12: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Lutterothstraße"
- Heft 13: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Rauhes Haus"
- Heft 14: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Steinfurths Diek"
- Heft 15: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den Baulosen der U-Bahn nach Wandsbek
- Heft 16: Mao, P. (1993):
Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad
- Heft 17: Weißenbach, A. (1994):
Auswertung der Berichte über Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen
- Heft 18: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in nichtbindigem Boden
- Heft 19: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in bindigem Boden
- Heft 20: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in geschichtetem Boden
- Heft 21: Weißenbach, A. (1994):
Festschrift des Arbeitskreises "Baugruben" zum 65. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Anton Weißenbach

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

- Heft 22: Besler, D. (1998):
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des
Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden
- Heft 23: Abdel-Rahman, K. (1999):
Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand
- Heft 24: Maier, T. (2002):
Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität
- Heft 25: Gutjahr, St. (2003):
Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand
- Heft 26: Weißenbach, A. (2008):
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden
in geschichtetem Boden
- Heft 27: Weißenbach, A. (2008):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der
Schichtfolge: oben nichtbindiger Boden, unten bindiger Boden
- Heft 28: Weißenbach, A. (2008):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der
Schichtfolge: oben bindiger Boden, unten nichtbindiger Boden
- Heft 29: Weißenbach, A. (2008):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit
wechselnder Folge von nichtbindigen und bindigen Bodenschichten
- Heft 30: diverse Autoren:
Eurocode 7 – Einführung in Deutschland
RuhrGeo-Tag am 24.03.2011 in Dortmund
- Heft 31: diverse Autoren:
Herausforderung Baugrund: Vom Vorentwurf bis zur Ausführung
RuhrGeo-Tag am 19.03.2015 in Dortmund
- Heft 32: Hegert, H. (2016):
Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von
Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen

Heft 33: Danne, St. (2017):
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Sand bei
monotoner und niederzyklischer Belastung

**Schriftenreihe des Lehrstuhls Geotechnik
der technischen Universität Dortmund**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. F. Könemann

Heft 34: Deckert, M. (2021):
Bemessungserddruck und Setzungsentwicklung bei integralen Brücken