Masterarbeit

Analyse von Einflussparametern auf bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen

Bearbeiterin

Julia Esser

Betreuer

Bauhaus - Universität Weimar

Bauhaus-Universität Weimar · Fakultät Bauingenieurwesen · Professur Grundbau

Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt

Dipl.-Ing. Maria Noack

Praxisbetreuer: Dipl.-Ing., Dipl.-Geol. Ulrich Krug, CDM Consult GmbH, NL Bingen

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen
Professur Grundbau

Aufgabenstellung zur Masterarbeit

für BSc. Julia Esser
Matrikelnummer: 41 368
Reg.-Nr.: BM / 2011 / 18

Thema: Analyse von Einflussparametern auf bogenförmige, überschnittene Bohrpfahlwände mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. K. J. Witt
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

Zweitprüfer: Dipl.-Ing. M. Noack
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

Praxisbetreuer: Dipl.- Ing., Dipl.- Geol. U. Krug
CDM Consult GmbH, NL Bingen

Arbeitsbeginn: 01. Juli 2011

Abgabetermin: 01. November 2011

Weimar, im Juni 2011

Prof. Dr.-Ing. Rabczuk
Vorsitzender des Prüfungsausschusses

Thema

Überschnittene, bogenförmig angeordnete Bohrpfahlwände ermöglichen infolge ihrer Tragwirkung eine sichere Einleitung hoher Lasten und finden als Verbau tiefer Baugruben im Grundwasser Anwendung.

Aufgabe ist es, auf Grundlage einer ausführlichen Recherche zum Stand der Technik und aktueller Forschung, die auf die Tragwirkung einer bogenförmig angeordneten, überschnittenen Bohrpfahlwand Einfluss nehmenden System- und Materialparameter herauszuarbeiten und diese im Rahmen eines Modellierungsbeispiels zu optimieren. Ziel der Arbeit ist eine Studie möglicher System- und Materialgrenzen auf die Einwirkungen und Widerstände der Tragstruktur.

Im Einzelnen sind die folgenden Teilaufgaben zu bearbeiten:

- Literaturrecherche zum Stand der Technik und Nachweismethoden. Erläuterung der Tragwirkung. Herausarbeiten von System- und Materialparameter, die das Tragverhalten einer überschnittenen, bogenförmigen Bohrpfahlwand beeinflussenden. Übersicht und Erläuterungen der Berechnungsmethoden.
- Untersuchung der Einflussparameter und deren Auswirkungen. Modellierung der Tragwirkung mit konventioneller statischer Methode. Numerische Modellierung zur Optimierung der Einflussparameter. Darstellung und Auswertung der Ergebnisse mit Empfehlungen zur Planung und zu Standsicherheitsnachweisen.
- Die gewonnen Erkenntnisse sollen auf ein konkretes Beispiel exemplarisch angewendet werden.

Die Arbeit soll am Schluss eine Zusammenfassung mit knapper und prägnanter Darstellung der wesentlichen Ergebnisse enthalten.

Die Aufgabenteile sind in enger Abstimmung mit den Betreuern durchzuführen. Nach einer Bearbeitungszeit von ca. 1 Woche ist ein Arbeitsplan vorzulegen, der fortzuschreiben ist. Es sind kontinuierliche Pflichtkonsultationen (mind. 3) mit Bericht über die Ergebnisse und den Arbeitsfortschritt vorgesehen. Für das Masterverfahren gilt die Prüfungsordnung der Fakultät Bauingenieurwesen. Neben den beiden schriftlichen Ausgaben sind zudem die textliche Fassung und die Nebendarstellungen, sowie eine internetfähige digitale Kurzfassung (im html- oder pdf-Format) in gebräuchlicher Datenform auf einer CD-ROM beizulegen. Angaben zur Literatur, Schwerpunkten und zur formalen Ausführung erteilen die Betreuer.

Prof. Dr.-Ing. K. J. Witt (Erstprüfer)

13. Sept. 2011

PROF. DR.-ING.
TIMON RABCZUK

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN
PRÜFUNGSAUSSCHUSS

Frau
Julia Esser

Verlängerung der Masterbearbeitungszeit

Durch den Prüfungsausschuss für den Studiengang Bauingenieurwesen wurde dem Antrag auf Verlängerung der Masterbearbeitungszeit zugestimmt:

Name, Vorname	Esser, Julia
Matrikelnummer	41368
Masternummer	BM/2011/18
Erstprüfer	Prof. Witt
neuer Abgabetermin	01. 12. 2011

i.V.

Prof. Dr.-Ing. Rabczuk
Vorsitzender des Prüfungsausschusses

Marienstraße 15
D-99423 Weimar
Postanschrift:
D-99421 Weimar

Telefon:
+49 (0) 36 43/58 45 11
+49 (0) 36 43/58 44 16

Telefax:
+49 (0) 36 43/58 44 13

e-mail:
timon.rabczuk@
uni-weimar.de
jutta.hartmann@
uni-weimar.de

Inhaltsverzeichnis

Aufgabenstellung 3

Inhaltsverzeichnis 6

Abkürzungsverzeichnis 9

1. Einleitung 10

2. Stand der Technik und Nachweismethoden 12

3. Tragwirkung der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand 15

3.1 Theorie der Stützlinie 16

3.2 Theorie des Gewölbeschubs 18

3.3 Übersicht der Berechnungen und Nachweise 20

4. Systemparameter 22

4.1 Bogenradius 22

4.2 Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle 24

4.3 Überschneidung 25

4.4 Länge der Bohrpfähle 27

4.5 Einspannung 28

4.6 Aussteifungen und Anker 28

4.7 Kopfbalken 29

4.8 Endpfähle und Widerlager 30

5. Materialparameter 32

5.1 Boden 32

5.2 Beton 33

5.3 Stahl 34

6. Beispielprojekt 36

6.1 Baugrundaufbau 38

6.2 Maßnahmen zur Optimierung 41

7. Berechnung bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand 43

7.1 Erddruck 43

7.2 Aufsummierung des belastenden Erddrucks an den Randpfählen 47

7.3 Stützlinie 49

7.4 Gewölbeschub 53

7.5 Exzentrizitäten unter ungleichmäßiger Last 57

7.6 Aufnahme des Gewölbeschubs 59

8. Numerische Modellierung des Systems mit PLAXIS 2D 65

8.1 PLAXIS 2D – das Programm 65

8.2 Auftrennung des Systems in zwei Teilmodelle 69

8.3 Modellierung Modell A 71

8.4 Variationen Modell A 78

8.5 Auswertung Modell A 81

8.6 Modellierung Modell B 91

8.7 Variationen Modell B 97

8.8 Auswertung Modell B 101

8.9 Zusammenfassende Wertung Modell B 129

9. Zusammenfassung und Einordnung 135

10. Empfehlungen zur Optimierung der Baugrubenumschließung 140

11. Ausblick 141

Abbildungsverzeichnis 143

Tabellenverzeichnis 148

Literaturverzeichnis 151

Selbstständigkeitserklärung 157

Anhänge 158

Abkürzungsverzeichnis

b	bindig
BGS	Baugrubensohle
EB	Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben
E-Modul	Elastizitätsmodul
FEM	Finite-Elemente-Methode
GOK	Geländeoberkante
GZ	Grenzzustand nach DIN 1054
LF	Lastfall
nb	nicht bindig
NN	Normal Null (Bezugshöhe)
u	unter
ü	über
WKA	Wasserkraftanlage
TSB	Teilsicherheitsbeiwert
2D	zweidimensional
3D	dreidimensional

1. Einleitung

Bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände sind Bohrpfahlwände, deren einzelne Pfähle in aufeinanderfolgenden flachen Bögen angeordnet werden. Durch die Ausnutzung der Bogenform und deren Optimierung kann erreicht werden, dass im Bogen nur Druckkräfte auftreten, so dass die Zwischenpfähle unbewehrt ausgeführt werden. Jeder Bogen hat zwei bewehrte Randpfähle, die ihm und den sich anschließenden nächsten Bögen als Kämpfer dienen. Die Randpfähle werden durch Aussteifungen gegen mögliche Verschiebungen zur Luftseite der Baugrube hin gesichert. Mögliche Verschiebungen der Randpfähle und somit des gesamten Bogens in Längsrichtung der Wand werden durch die direkt anschließenden nächsten Bögen sowie die Bodenreibung an der Wandrückseite und den Erdwiderstand auf der Stirnseite der Wand behindert. Der Aufnahme dieses Gewölbeschubs gilt besondere Aufmerksamkeit, vor allem da große Verschiebungen der Randpfähle die Gefahr des Durchdrückens und Versagens des Bogens bergen und somit letztendlich zur Zerstörung der Baugrubenumschließung führen.

Ziel dieser Arbeit ist es, einen Einblick und Überblick über die Einsatzmöglichkeiten und -grenzen bogenförmiger überschnittener Bohrpfahlwände zu geben und die Einfluss nehmenden Parameter zu untersuchen. Ausgehend vom Stand der Technik mit bis zu drei unbewehrten Zwischenpfählen soll zunächst das generelle Tragverhalten von derartigen Lösungsmöglichkeiten erläutert werden.

Über Systeme mit mehr als drei unbewehrten Zwischenpfählen gibt es bisher noch keine Veröffentlichungen und es ist daher nicht bekannt, inwieweit solche Systeme in der Praxis schon eingesetzt werden. Jedoch bilden ovale oder runde Press- und Zielgruben einen interessanten Spezialfall, da sie oft komplett aus unbewehrten, überschnittenen Bohrpfahlwänden hergestellt werden.

Nach der Auseinandersetzung mit den grundlegenden Berechnungsmethoden für Baugrubenwände und deren Übertragbarkeit auf bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände sollen im Rahmen der vorliegenden Arbeit Systeme mit drei, fünf und sieben unbewehrten Zwischenpfählen untersucht werden und eine Abschätzung der Machbarkeit von neun unbewehrten Zwischenpfählen vorgenommen werden.

Um die Möglichkeiten der Variationen an einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand zu untersuchen, soll eine Parameterstudie bezüglich der geometrischen und materialtechnischen Parameter und deren Einflussverhalten getätigt werden. Die Optimierungsmaßnahmen, die sich durch den Einsatz bogenförmiger überschnittener Bohrpfahl-

wände und die Optimierung der einzelnen Parameter ergeben, werden anhand eines Beispielprojektes, dessen ursprüngliche Planung eine herkömmliche alternierend bewehrt/unbewehrte Bohrpfahlwand vorsieht, deutlich gemacht.

Die auftretenden Kräfte auf die Baugrubenwand und deren Verschiebungen während der verschiedenen Aushubphasen sollen mit der Finiten-Elemente-Methode (FEM) mittels des Programms PLAXIS 2D 2010 ermittelt werden. Weitere Simulationen mit PLAXIS 2D sollen die Reaktion der Bögen unter der in den vorangegangenen Simulationen ermittelten Erddruck-Last darstellen und Rückschlüsse auf die Grenztragfähigkeit der Bögen zulassen.

Als Ergebnis dieser Arbeit sollen praxistaugliche Empfehlungen für den Einsatz von bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden sowie eine Abschätzung ihrer Grenzen gegeben werden.

2. Stand der Technik und Nachweismethoden

In der Literatur sind bislang nur überschnittene Bohrpfahlwände, die alternierend bewehrt/unbewehrt hergestellt werden, verzeichnet.

Bisher werden überschnittene Bohrpfahlwände zumeist geradlinig der geplanten Bauwerksform folgend angeordnet und im Verhältnis 1:1:1 (bewehrt/unbewehrt/bewehrt) hergestellt. Hier sind die unbewehrten Pfähle nötig, um eine Überschneidung zu ermöglichen. Sie bilden mit jeweils zwei bewehrten Randpfählen ein statisch bestimmtes System.

In der Literatur werden auch Systeme mit drei unbewehrten Zwischenpfählen erwähnt, hier ist jedoch eine Anordnung in Bogenform zwingend notwendig und in der ZTV-ING Teil 2, Abschnitt 1 festgelegt [49]. In einer geraden Linie angeordnet würden die fünf Pfähle (1:3:1) eine „kinematische Kette mit Drehpunkt im Mittelpunkt des bewehrten Pfahls“ [6] und somit ein statisch unbestimmtes System bilden (siehe Abbildung 1).

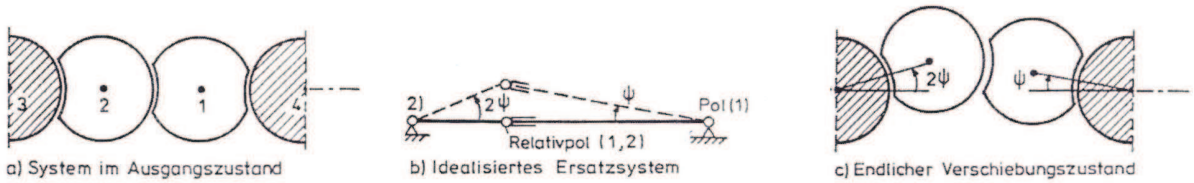


Abbildung 1: Kinematische Kette bei ebener Anordnung der Zwischenpfähle [6]

Die Abbildung 1 ist der Literatur entnommen und zeigt ein System mit 2 unbewehrten Zwischenpfählen. Eine ungerade Anzahl an unbewehrten Zwischenpfählen ist jedoch zwingend notwenig. Mehrere unbewehrte Zwischenpfähle werden bogenförmig angeordnet (siehe Abbildung 2), sodass sie ein Gewölbe und somit ein statisch bestimmtes System bilden, welches den Erddruck rein durch Druckkräfte an die bewehrten Rand- bzw. Kämpferpfähle weiterleitet.

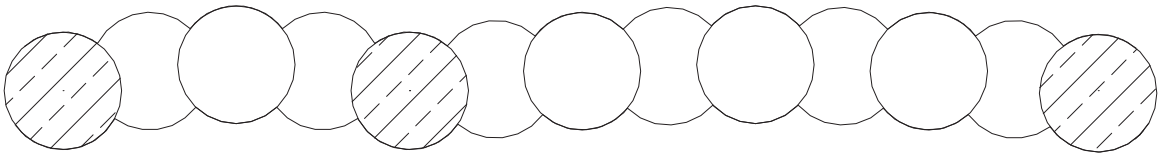


Abbildung 2: Anordnung von drei und sieben unbewehrten Zwischenpfähle in Bogenform

Durch den geringen Bewehrungsanteil sind diese Systeme kostengünstiger als die 1:1:1 bewehrten Konstruktionen. Die Bogenform verhindert bei ausreichender Festigkeit und Unverschieblichkeit der Lager ein Durchdrücken der unbewehrten Pfähle.

In der Praxis wurde bisher nur ein der Autorin bekanntes Projekt mit einer Kombination aus Systemen mit drei, fünf und sieben unbewehrten Zwischenpfählen (im Folgenden 3er, 5er und 7er Bögen genannt) ausgeführt, jedoch scheint es außer in [11] noch keine Untersuchungen und vor allem keine allgemein gültigen Nachweisformen für die Statik der nur teilweise bewehrten bogenförmig angeordneten überschnittenen Bohrpfahlwände zu geben. Bei besagtem Projekt handelte es sich um die Baugrube des Entnahmebauwerks der 3. Linie beim Müllheizkraftwerk Mainz, erbaut im Jahr 2008.

Ein bekanntes Anwendungsfeld der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände sind komplett unbewehrte runde oder ovale Ziel- und Pressgruben, deren Herstellung heute Stand der Technik ist. Hierfür gibt es in der Literatur verschiedene Beispiele (zusammenfassend siehe [16]).

Der Unterschied dieser Ziel- und Pressgruben zu den hier betrachteten bogenförmigen, überschnittenen Bohrpfahlwänden liegt im vergleichsweise kleinen Radius (im Regelfall < 8,0 m) der schachtartigen Ziel- und Pressgruben zum großen Radius und kleinen Bogenausschnitt der hier betrachteten Pfahlwände, die eine annähernd gerade Baugrubenwand bilden. Zudem bilden die besagten Ziel- und Pressgruben einen geschlossenen runden oder ovalen Ring, wohingegen die bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen aus aneinander gereihten Bogenstücken bestehen. Um die kreisförmigen oder ovalen Ziel- und Pressgruben bildet sich, wie Terzaghi [44] herausfand, im Boden eine Ringspannung, wodurch sich der Boden selber stützt und nur ein verminderter Erddruck auf die Baugrubenwand wirkt. [42]

Abbildung 3: Unbewehrte Pressgrube [45]

In [11] sind die Lasten auf die Baugrubenwand des Projekts in Mainz, bei dem bis zu sieben unbewehrte Zwischenpfähle in bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände mit sehr geringer Bogenstichhöhe eingesetzt wurden, Schritt für Schritt berechnet. Ein besonderes Augenmerk in [11] liegt auf der Kraftweiterleitung innerhalb der Bogengruppe sowie der Aufnahme des entstehenden Gewölbeschubs durch den Boden. Folgendes Vorgehen wird in [11] angewendet, um den Nachweis der Aufnahme des Gewölbeschubs zu führen:

> Es wird zunächst der Erddruck je 1 m² Wandfläche ermittelt. Daraus ergibt sich die Erddruckbelastung je Pfahl. Mittels der Seileck-Methode wird die Summe der Kräfte, die an den bewehrten Randpfahl weitergeleitet werden, ermittelt. Am bewehrten Pfahl muss nun nachgewiesen werden, dass die Aussteifungen, die jeden bewehrten Pfahl zur gegenüberliegenden, symmetrischen Baugrubenwand abstützen und das Erdwiderlager alle senkrecht zur Wandachse auftretenden Kräfte, sicher aufnehmen können. Diejenigen Kräfte am bewehrten Pfahl, die in Richtung der Wandachse auftreten, werden über die Mantelreibung der sich anschließenden Bögen in den Boden abgetragen.

Diese Arbeit soll einen weiteren Beitrag zur Erforschung der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen leisten. Hierbei wird zum einen die Optimierung einer Baugrubenwand durch den Einsatz einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand anhand eines Praxisbeispiels betrachtet und zudem wird eine Parameterstudie durchgeführt, die unter anderem die Simulation des Systems mit Hilfe des Finite-Elemente-Programms PLAXIS 2D beinhaltet. Ein weiteres Anliegen dieser Arbeit ist es auch, mögliche Grenzen für den Einsatz der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände zu ermitteln. Der derzeitige Stand der Technik bei überschnittenen Bohrpfahlwänden ist das System mit drei unbewehrten Zwischenpfählen, welche bogenförmig anzuordnen sind. In dieser Arbeit sollen nun die Grenztragfähigkeit und die Grenzgeometrien untersucht werden.

Im folgenden Kapitel wird die Tragwirkung einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand in der Theorie betrachtet. Hierbei werden die Belastungen auf die Bohrpfahlwand und das Prinzip der Kraftweiterleitung im Bogen untersucht. Es schließen sich Betrachtungen zur Standsicherheit sowie Hinweise zur Ermittlung und Optimierung des Gewölbeschubs an. Abgerundet wird das Kapitel durch eine Übersicht aller Nachweise, die für eine bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand zu führen sind.

3. Tragwirkung der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand

Die Tragwirkung einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand hat zwei Haupttragrichtungen, ähnlich einer Trägerbohlwand. Hauptträger sind die bewehrten Randpfähle, die wie die Träger der Trägerbohlwand ausgesteift oder rückverankert und im Boden eingebunden sein müssen. Dazwischen tragen – wie die Bohlen der Trägerbohlwand – die bogenförmig angeordneten unbewehrten Zwischenpfähle von außen auf die Baugrubenwand wirkende Lasten zu den bewehrten Pfählen hin ab. Die Tragfähigkeit ist sowohl in Richtung der Wandachse als auch senkrecht zur Wand nachzuweisen.

Die Tragwirkung der dreidimensionalen, bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand muss daher von zwei Seiten betrachtet werden: in Hinblick auf die bewehrten Pfähle, die im Boden eingebunden und zudem ausgesteift oder verankert sind und in Hinblick auf den Bogen mit seiner Eigenschaft, Kräfte rein über Druck weiterzuleiten. Um die beiden Tragrichtungen zu verdeutlichen, werden zwei Schnitte durch die Bohrpfahlwand geführt: ein Längsschnitt A-A und ein Querschnitt B-B (siehe auch Kapitel 8.2).

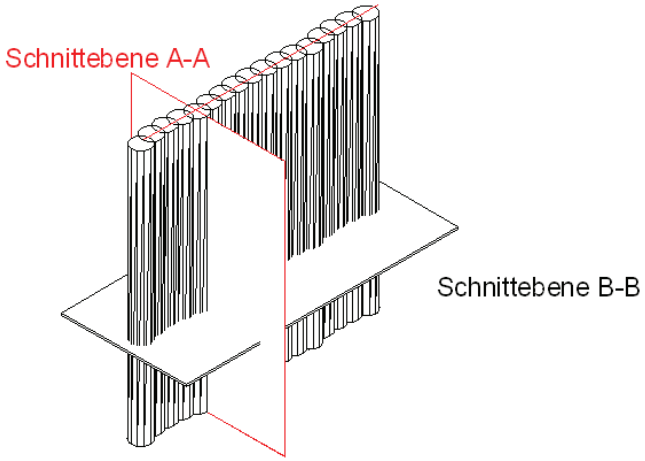


Abbildung 4: Schnitt A-A und Schnitt B-B durch die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand

Anhand von Modell A (Schnitt A-A: Längsschnitt durch die Wand) können Erd- und Wasserdruck, die auf die Wandfläche bzw. auf eine Pfahlbreite wirken sowie die Einspannung der bewehrten Pfähle im Boden ermittelt werden. Modell B (Schnitt B-B: Querschnitt: der Bögen in der Draufsicht) dient der Darstellung und Nachverfolgung des Kraftverlaufs innerhalb der Bögen der überschnittenen Bohrpfahlwand sowie der Ermittlung der erforderlichen Aussteifungs- bzw. Ankerkraft.

Die Tragwirkung der Wand im Schnitt A-A ist die einer herkömmlichen Baugrubenwand, wobei sich hier der Vergleich mit einer Trägerbohlwand anbietet, bei der die bewehrten Pfähle die Träger und die unbewehrten Pfähle die Bohlen (Ausfachungen) darstellen.

Weitaus ungewöhnlicher ist die Tragwirkung der Wand im Schnitt B-B, der die Bogenform der Wand abbildet. Ursächlich für die Wahl der Bogenform zwischen den bewehrten Pfählen ist, dass in Bögen unter bestimmten, noch näher zu bestimmenden Bedingungen, nur Druckkräfte und keine Zugkräfte oder Momente auftreten. Ohne das Vorhandensein von Zugkräften und Momenten können die Bögen komplett unbewehrt hergestellt werden und bergen somit ein enormes ökonomisches Einsparpotential.

Es werden im Folgenden die Tragwirkung der Bögen und die Kraftweiterleitung innerhalb der Bögen dargestellt.

3.1 Theorie der Stützlinie

Generell gelten Bögen nach der Theorie I. Ordnung dann als standsicher, wenn ihre Stützlinie die zweite Kernfläche der Stoßfugen zwischen den einzelnen Bohrpfählen nicht verlässt. „Die Stützlinie ist die Verbindungslinie der Schnittpunkte der Druckresultierenden mit aufeinander folgenden Stoßfugen des Gewölbes“ [46] bzw. mit den Überschneidungsflächen der Bohrpfähle. Sie sollte demnach unter ständiger Last möglichst nah an der Bogenachse verlaufen. Wird der Bogen durch zusätzliche Lasten ungleichmäßig belastet, darf die sich einstellende Stützlinie auch dann nicht die zweite Kernfläche der Stoßfugen verlassen. Wenn die Stützlinie innerhalb der zweiten Kernfläche, aber außerhalb der ersten Kernfläche verläuft, ist der Bogen standsicher, jedoch können sich zwischen den einzelnen Bohrpfählen klaffende Fugen ausbilden. Verläuft die Stützlinie in der ersten Kernfläche, bilden sich keine klaffenden Fugen, im ganzen Querschnitt herrschen nur Druckkräfte. Als erste Kernfläche wird das mittlere Drittel der Stoßfugen bezeichnet, die mittleren zwei Drittel als zweite Kernfläche. Eine Darstellung der Kernflächen eines Rechtecks folgt in Abbildung 5.

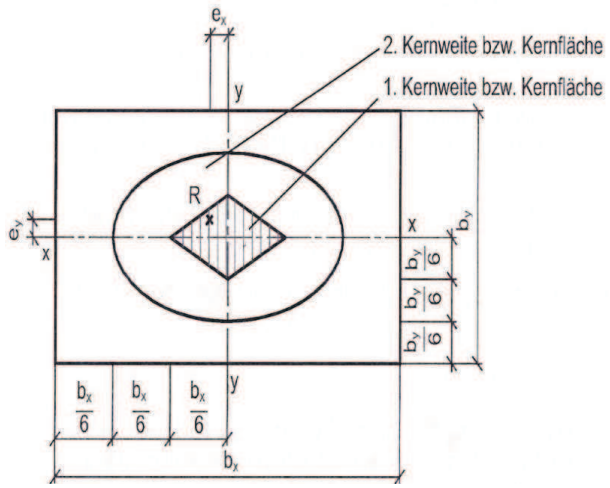


Abbildung 5: Erste und zweite Kernfläche eines Rechtecks [35]

Zur Verdeutlichung der Kernflächen in den Stoßfugen zwischen zwei überschnittenen Bohrpfählen dient Abbildung 6. In Abbildung 6 sind statt der realen Außenkanten der überschnittenen Bohrpfähle deren theoretisch angenommene Stoßfugen eingezeichnet.

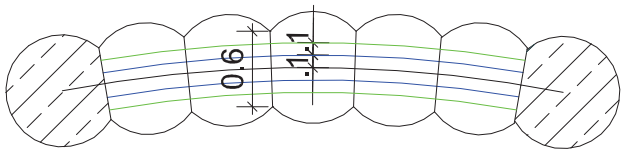


Abbildung 6: Erste (blau) und zweite (grün) Kernfläche der Stoßfugen

Die Bogenform hat den Vorteil, dass alle auf die Wand wirkenden Kräfte rein über Druckkräfte zum Auflager hin übertragen werden. Ist der Bogen in seiner Form optimal an die auf ihn wirkende Belastung angepasst, treten keine Momenten- und Zugbelastungen im Bogenquerschnitt auf. Modell B bildet die Kraftweiterleitung innerhalb eines Bogens von den unbewehrten zu den bewehrten Randpfählen ab. Für die Formfindung des Bogens muss die Form der Stützlinie unter ständiger Last ermittelt werden. Hierfür ist es zunächst nötig, zu klären, in welcher Form die Last auf den Bogen wirkt.

Liegt ebener Erddruck vor? Stellt sich ein räumlicher Erddruck ein, bei dem der Boden sich selbst stützt? Wirkt der Erddruck senkrecht zur Bogenachse (radialsymmetrisch) oder senkrecht zur Wandachse (eben)? Als Form der Stützlinie unter einer radialsymmetrischen Last stellt sich ein Kreisbogensegment ein. Unter einer projizierten (ebenen) Gleichlast stellt sich eine quadratische Parabel als Stützlinie ein. Um die Stützlinie eines Bogens unter anderen Belastungen zu ermitteln, wird das Stützlinienverfahren angewen-

det, welches auf der graphischen Seileck-Methode beruht. Mittels der Seileck-Methode können die Auflagerkräfte eines Bogens sowie der Verlauf der Stützlinie graphisch ermittelt werden.

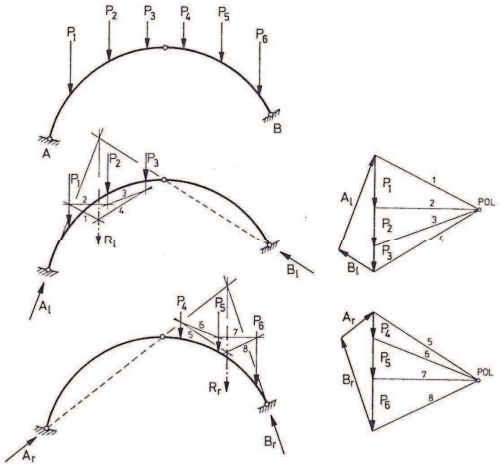


Abbildung 7: Seileck-Methode zur Ermittlung der Stützlinie und Auflagerkräfte eines Bogens [39]

Die Fragen nach der Form der Last auf den Bogen lassen sich nur unter Berücksichtigung der vorab gewählten Bogenabmessungen beantworten, denn die Form der Last aus Erddruck auf den Bogen hängt sehr vom Radius und der Tiefe der geplanten Baugrubenumschließung ab. Die Antworten auf diese Fragen sowie die Ermittlung der optimalen Stützlinie finden sich in Kapitel 7.3. Ist die optimale Bogenform unter ständiger Last gefunden und die äußere Bogengeometrie an diese angepasst, muss in einem folgenden Schritt untersucht werden, welche Exzentrizitäten die Stützlinie unter ungleichmäßigen Lasten, z. B. Verkehrslasten oder ständigen Zusatzlasten annimmt und ob sie dann innerhalb der oben beschriebenen Kernflächen verläuft oder nicht.

3.2 Theorie des Gewölbeschubs

Aus der Last- und Bogenform ergibt sich zudem der an den Kämpfern des Bogens, in diesem Falle an den bewehrten Bohrpfählen, auftretende Gewölbeschub G. Bei Brückenbögen entspricht der Gewölbeschub der an den Auflagern aufzunehmenden Horizontalkraft, bei den bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden entspricht er der aufzunehmenden Auflagerkraft der bewehrten Pfähle in Richtung der Wandlängsachse (lange blaue Pfeile in Abbildung 8).

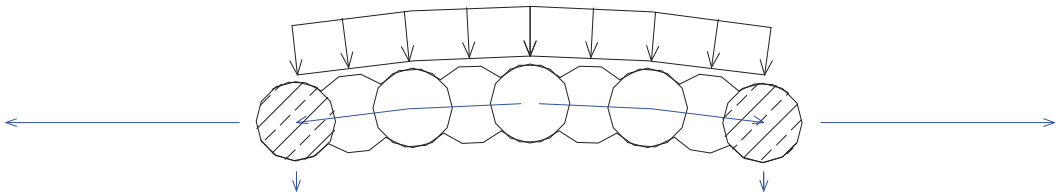


Abbildung 8: Kraftfluss im Bogen, Auflagerkräfte an den bewehrten Bohrpfählen

Verlauf und Neigung der Stützlinie bestimmen die Größe des Gewölbeschubs. Es gilt: Je flacher die Stützlinie, desto größer der Gewölbeschub G. Wird der Gewölbeschub G nicht nach der Seileck-Methode bestimmt, so gilt für kreisbogenförmige Zwei- oder Dreigelenkbögen:

$$G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s},$$

wobei q die projizierte Gleichlast auf den Bogen,

l die Stützweite des Bogens und

s die Stichhöhe des Bogens bzw. der Stützlinie ist.

Für die weitere Betrachtung der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände ist es von großer Wichtigkeit, den Betrag dieses Gewölbeschubs zu kennen, um weiter zu untersuchen, ob dieser durch die angrenzenden Bögen und den umgebenden Boden so kompensiert werden kann, dass sich keine bzw. nur sehr kleine Verschiebungen der bewehrten Pfähle ergeben können. Eine Verschiebung der Auflager, also hier der bewehrten Pfähle, nach außen muss auf jeden Fall wirksam unterbunden werden, da eine solche Verschiebung ein Versagen des Bogens zur Folge hätte und somit den Zusammenbruch der gesamten Baugrubenwand.

Die verschiedenen Parameter, die dem Gewölbeschub entgegenwirken werden in Kapitel 4 genauer beschrieben. Kräfte, die dem Gewölbeschub entgegengerichtet sind, ergeben sich aus der Mantelreibung der Pfahlwand mit dem Boden und dem Erdwiderstand, der sich außen am letzten Pfahl einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand einstellt. Hier sei vorweggenommen, dass bei überschnittenen Bohrpfahlwänden eine starke Verzahnung des Bodens mit der Wand stattfindet. Daher ist nicht die Reibung zwischen Wand und Boden ausschlaggebend, sondern vielmehr die Boden-Boden-Reibung in einer Scherfuge, die sich hinter der Wand ausbildet. Bei festem oder gar bankigem Untergrund kann von einer Einspannung der (bewehrten) Pfähle ausgegangen werden. Diese kann auch durch den Einsatz einer unbewehrten oder bewehrten Bodenplatte erzeugt oder

erhöht werden. Weitere konstruktive Maßnahmen sind das Aufbetonieren eines bewehrten Kopfbalkens, der alle Pfahlköpfe zugfest miteinander verbindet und die Herstellung eines Widerlagers am Wand-Ende. Auch eine Bettungsreaktion zwischen Boden und Wand, die durch die Verschiebungen der Wand-Bögen hervorgerufen wird, zieht man als Gegenkraft zum Gewölbeschub in Betracht.

Es folgt eine Übersicht über die Nachweise, die für eine Bohrpfahlwand zu führen sind, ergänzt um einige Berechnungen, die speziell für bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen notwendig sind.

3.3 Übersicht der Berechnungen und Nachweise

Da es bisher keine Veröffentlichungen zu bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen gibt, werden die entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) [8] allgemein für Bohrpfahlwände erforderlichen Nachweise in [11] um Berechnungen ergänzt, die die Standsicherheit der Bögen nachweisen. Folgende Berechnungen und Nachweise sind laut [8] und [11] für eine bogenförmige, überschnittene Bohrpfahlwand zu führen:

- Berechnung des Erddrucks
- Aufsummierung der Einwirkungen auf den bewehrten Randpfahl [11]

im GZ 1B:

- Nachweis der Einbindetiefe nach EB 80
- Nachweis der Aussteifungen
- Nachweis des bewehrten Randpfahls als Durchlaufträger [11]
- Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes nach EB 9
- Nachweis der Abtragung der Vertikalkräfte nach EB 84
- Nachweis der Abtragung des Gewölbeschubs durch entgegengesetzte Kräfte [11]

im GZ 1C:

- Nachweis der Geländebruchsicherheit nach EB 45

im GZ 1A:

- Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch
- Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

im GZ 2 nach EB 83:

- Nachweis der Einhaltung der vereinbarten Verschiebungen
- Ermittlung der zu erwartenden Verformungen mithilfe numerischer Untersuchungen oder durch Bettungsmodulverfahren mit charakteristischen Einwirkungen

Für einen Nachweis der Abtragung der Gewölbeschubkräfte gibt es derzeit keine Vorschriften, jedoch weist Eichler [9] darauf hin, dass „im Randbereich von Pfahlwänden […] die Lastabtragung des Gewölbeschubs nachzuweisen“ ist. Bei der in [11] zur Abtragung des Gewölbeschubs angesetzten Mantelreibung handelt es sich um die Reibung, die durch die Verschiebung der Pfähle gegen den Boden aktiviert wird. Die Pfahlmantelreibung wird wie in [35] bei axial belasteten Pfählen aus dem mittleren Sondierwiderstand der Drucksonde abgeleitet. Genau wie im vertikalen Fall bei axial belasteten Bohrpfählen findet in der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand eine kleine horizontale Verschiebung der Pfähle statt, die ausreicht, um die Mantelreibung hervorzurufen. Wie bereits oben erwähnt, handelt es sich laut EAB [8] bei überschnittenen Bohrpfahlwänden vielmehr um eine Boden-Boden-Reibung in einer Scherfuge hinter der Wand als um eine echte Pfahl-Boden-Reibung.

Die Annahme, dass in horizontaler Richtung auch eine Reibung aktiviert werden kann, bestätigt sich, wenn man vor Augen hat, dass die horizontale Reibung bei Rohrvortrieben stets durch den Einsatz thixotroper o. ä. Gleitschichten vermindert werden muss. Jedoch kann für diese Reibung nicht wie in [11] die durch vertikale Sondierungen ermittelte Festigkeit und Reibung für die horizontale Richtung übernommen werden. Ein neuer Ansatz für die Reibung wird in Kapitel 7.6 vorgestellt.

Wie bereits angekündigt, werden im folgenden Kapitel 4 die Systemparameter diskutiert, die einen Einfluss auf die Standsicherheit der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand sowie auf den Kraftverlauf innerhalb der Bögen haben.

4. Systemparameter

Als Systemparameter bzw. Geometrieparameter werden sämtliche geometrische Abmessungen des Bogens bezeichnet. Dazu gehören

- die Stützweite,
- Pfahldurchmesser und -länge,
- die Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle,
- die Stichhöhe,
- die Überschneidung der einzelnen Pfähle,
- die Einspannung im Boden,
- Lage, Anzahl und Steifigkeit der Aussteifungen oder Anker,
- das Vorhandensein eines Kopfbalkens und
- die Ausbildung der Randpfähle bzw. anderer Widerlager in Wandlängsrichtung.

Alle diese Parameter sind variabel und beeinflussen sich in hohem Maße gegenseitig. So ist beispielsweise die Stützweite eines Bogens allein nicht maßgebend für die Größe des Gewölbeschubs oder die Standfestigkeit des Bogens, sondern vielmehr das Verhältnis von Stichhöhe zu Stützweite bzw. der Radius des Bogens. Die einzelnen Parameter werden im Folgenden vorgestellt und in Hinblick auf ihren Einfluss auf das Verhalten der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand diskutiert, wobei auch ihre gegenseitige Abhängigkeit voneinander herausgestellt werden soll. Die Optimierung der einzelnen Parameter wird im Kapitel 4.1 diskutiert.

4.1 Bogenradius

Die Stichhöhe definiert zusammen mit der Stützweite die Bogengeometrie. Sie ist also immer im Verhältnis zur Stützweite bzw. Bogenbreite zu sehen. Sind zwei Auflagerpunkte vorgegeben, durch die der Bogen verlaufen soll, ist dann der Radius zu wählen, aus dem sich die Stichhöhe ergibt. Es gilt dann: Je größer der Radius, desto kleiner die Stichhöhe.

Aus wirtschaftlichen Gründen soll die Stichhöhe des Bogens so gering wie möglich sein, da die Abrolllänge des Bogens dadurch geringer ausfällt und demnach weniger Pfähle eingesetzt werden müssen, um den Bogen herzustellen. Zudem muss für den Innenaus-

bau der Baugrube zumeist das Innere des Bogensegments ausbetoniert werden, um innen ebene Wände herzustellen. Je kleiner die Stichhöhe, desto weniger Füllbeton ist nötig. Beim bislang einzigen der Autorin bekannten mit bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen realisierten Baugrubenverbau in Mainz wurden Radien bis 17,66 m und einem Kreisausschnitt von 18° eingesetzt. Dies entspricht einer Stützweite von 5,3 m mit einer Stichhöhe von 0,2 m bei den 7er Bögen. Diese Bögen sind sehr flach (siehe auch Abbildung 22, Seite 53).

Generell gilt in Bezug auf den Bogen: Je flacher die Stichhöhe, also je größer der Radius des Kreises, desto größer werden die Normalkräfte im Bogen unter einer gegebenen Belastung. Und je größer die Normalkräfte N im Bogen, desto kleiner wird die Exzentrizität, die sich aus $e = M / N$ ergibt. Momente M in einem Bogen, der für eine Gleichlast ausgelegt ist, können nur dann auftreten, wenn eine abweichende Lastform, im Extremfall eine halbseitige Belastung auf den Bogen (z. B. durch eine Verkehrs- oder Zusatzlast) wirkt.

Die Größe des Radius ist dadurch nach oben beschränkt, dass der an den Bogenauflagern aufzunehmende Gewölbeschub umso größer ist, je flacher der Bogen, d. h. je größer der Radius ist. Hierfür müssen wiederum zwei Arbeitsthesen unterschieden werden:

a) Die Bogenauflager werden als in Längsrichtung der Wand unverschieblich angesehen und somit legt nur die Betondruckfestigkeit den maximal möglichen Radius fest.

b) Man geht davon aus, dass die Bogenauflager in Richtung der Wandachse theoretisch verschieblich sind. Hier muss nun vor allem nachgewiesen werden, dass der Gewölbeschub sicher in den umgebenden Boden abgetragen werden kann und die Verschiebungen der Auflager sehr klein bleiben.

Im Folgenden wird der Parameter Stichhöhe betrachtet, der durch den Bogenradius und den betrachteten Kreisausschnitt bestimmt wird. Die Stichhöhe ist bei den folgenden Betrachtungen besser zu handhaben als der Radius und wird deshalb als Bezugsgröße vorgezogen. Als untere Grenze der Stichhöhe gilt: Die Stichhöhe muss immer größer Null sein, sobald mehr als ein unbewehrter Zwischenpfahl eingesetzt wird. Blümel und Harder erklären in [6] sehr anschaulich, dass sonst eine kinematische Kette entsteht. Auch schreibt die ZTV-ING [49] aus eben diesem Grund bei drei oder mehr unbewehrten Zwischenpfählen eine bogenförmige Anordnung vor. Die Grenzen der Verringerung der Stichhöhe sind auf jeden Fall auch dann erreicht, wenn die im Bogen auftretenden Normalkräfte größer sind als die zulässige Betondruckfestigkeit der unbewehrten Pfähle oder

wenn der Gewölbeschub so groß ist, dass die maximale vorhandene Widerlagerkraft erreicht ist.

Der Höchstwert der Stichhöhe s ist der Radius r, was bedeutet, dass ein Halbkreisbogen eingesetzt wird. Diese Grenze ist jedoch für die Betrachtungen in diesem Rahmen nicht relevant, da aus o. g. wirtschaftlichen Gründen nur sehr flache Bögen betrachtet werden sollen.

4.2 Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle

Die Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle ist aus herstellungstechnischen Gründen stets ungerade. Herkömmliche überschnittene Bohrpfahlwände bilden mit einem unbewehrten Zwischenpfahl die Untergrenze, überschnittene Bohrpfahlwände mit drei unbewehrten Zwischenpfählen sind bereits so geläufig, dass sie in die ZTV-ING [49] Eingang gefunden haben. Die Obergrenze der Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle bei besagtem Bauprojekt in Mainz lag bei sieben unbewehrten Zwischenpfählen mit einem Durchmesser von jeweils 90 cm. Es stellt sich nun die Frage, ob die Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle auf neun oder sogar beliebig erhöht werden kann und ob sich allgemeine Nachweisformen für die Standfestigkeit der Bögen finden lassen.

Die Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle kann rein theoretisch beliebig erhöht werden. Komplett unbewehrte Baugrubenwände aus überschnittenen Bohrpfählen sind für runde und ovale Ziel- und Pressgruben bereits Stand der Technik.

Abbildung 9: Unbewehrter Bohrpfahlwandschacht [15]

Die Begrenzung liegt nicht in der Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle sondern in der dazu gewählten Stichhöhe. Ausschlaggebend ist das Verhältnis Stützweite zu Stichhöhe bzw. der Radius. Bei der Frage nach der möglichen Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle muss abgesehen vom gewählten Radius und Bogensegment auch der Durchmesser der Pfähle mit in Betracht gezogen werden und wie stark die Pfähle überschnitten sind. Außerdem muss die Verschieblichkeit der Bogenauflager unter dem Gewölbeschub, der sich aus dem zu erwartenden Erddruck ergibt, beachtet werden. Hierzu sind auch die zu treffende Unterscheidung [a) und b)] bzgl. der Verschieblichkeit der Auflager im Abschnitt 4.1 zu beachten.

Solange die geschlossene Kreis- oder Ovalform der Baugrube beibehalten wird und der Erddruck von allen Seiten annähernd gleich ist, können einzig Druckkräfte in und zwischen den Bohrpfählen entstehen. Alle Pfähle bewegen sich tendenziell zur Luftseite hin und steifen sich dadurch gegenseitig aus. Zudem wirkt „der Erddruck […] durch die als Entlastung wirkende Ring- oder Tangentialverspannung wesentlich kleiner als auf eine ebene Wand.“ [42] Ungleichmäßige Belastungen z. B. durch Baustellenfahrzeuge bewirken an der belasteten Seite eine Bewegung der Baugrubenwand zur Luftseite hin, an den unbelasteten Seiten eine Bewegung zur Bodenseite, wodurch sich passiver Erddruck ausbildet und die Pfähle stabilisiert. Sind die Belastungsdifferenzen an den verschiedenen Seiten des Bogens zu groß, treten klaffende Fugen bzw. Versagen auf.

Zu den Exzentrizitäten e, die sich aus ungleichmäßiger Belastung auf einen Bogen ergeben, folgen in Kapitel 7.5 weitere Ausführungen und Berechnungen.

4.3 Überschneidung

Die Überschneidung der einzelnen Bohrpfähle muss laut ZTV-ING [49] an jeder Stelle mindestens 50 mm betragen. Häufig werden in Ausschreibungen 10-15% des Durchmessers als Mindestüberschneidung gefordert. Je größer die Überschneidung, desto größer ist die Druckfläche zwischen den Pfählen, desto mehr Pfähle werden aber auch benötigt, um eine vorgegebene Wandbreite zu erreichen. Eine zu geringe Überschneidung könnte u. U. zum Verdrehen der Pfähle gegeneinander führen, bietet zu geringe Druckflächen zur Übertragung der Kräfte zwischen den Pfählen und birgt die Gefahr der Wasserundichtigkeit. Die ZTV-ING [49] legt neben der Mindestüberschneidung für dichte Baugrubenwände von 50 mm auch einen Mindest-Pfahldurchmesser von 60 cm fest.

Ist die Lage der Randpfähle aufgrund der Bauwerksgeometrie vorgegeben, wird die Überschneidung so gewählt, dass die gewünschte Stichhöhe mit der gewählten Anzahl von Zwischenpfählen erreicht wird. Die Überschneidung entsteht bei der Herstellung, indem die erst ca. einen Tag alten Primärpfähle durch die links und rechts daneben liegenden Sekundärpfähle angeschnitten werden. Dabei wird in den noch „grünen“ Beton gebohrt und betoniert. Aufgrund der Überschneidung der Sekundärpfähle in den noch nicht komplett erhärteten Beton der Primärpfähle darf die Beton(früh)festigkeit der Primärpfähle nicht zu hoch sein. Gewählt wird meistens ein C16/20 bis maximal C30/37 mit langsamer Erhärtung. Die bewehrten Randpfähle weisen normalerweise eine höhere Festigkeit auf.

Mit einer gewählten Überschneidung Ü von mindestens 10% ergibt sich für Bohrpfahldurchmesser von 90 cm eine Mindestüberschneidung von 9 cm. Die Abhängigkeit von Überschneidung und Stützweite ist in Abbildung 10 zu erkennen.

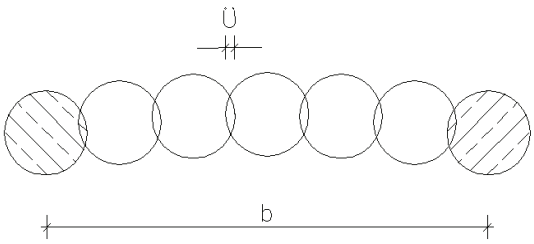


Abbildung 10: Bogenförmige Pfahlgruppe mit Überschneidung Ü und Stützweite b

Je nach Überschneidung Ü weisen die Bögen verschiedene Stützweiten auf. Für einen ersten Überschlag sind exemplarisch einige Stützweiten in Abhängigkeit der gewählten Stichhöhe, Anzahl der unbewehrten Zwischenpfähle und Überschneidungen Ü ermittelt und in den folgenden zwei Tabelle angegeben:

Tabelle 1: Stützweite b bei einer gewählten Stichhöhe s von 0,2 m

unbew. Zwischenpfähle	Ü = 9,2-10,0 cm	Ü = 10,9-13,5 cm	Ü = 18,7-23,5 cm
1	1,60 m	1,52 m	1,36 m
3	3,19 m	3,04 m	2,66 m
5	4,77 m	4,56 m	3,97 m
7	6,40 m	6,08 m	5,28 m

Tabelle 2: Stützweite b bei einer gewählten Stichhöhe s von 0,35 m

unbew. Zwischenpfähle	Ü = 10,0 cm	Ü = 9,4-14,0 cm	Ü = 12,6-23,5 cm
1	-	-	1,36 m
3	-	3,04 m	2,66 m
5	-	4,56 m	3,97 m
7	-	6,08 m	5,28 m

4.4 Länge der Bohrpfähle

Die Länge der Bohrpfähle hängt von der geplanten Tiefe der Baugrube sowie von der erforderlichen Einbindetiefe ab. Mit zunehmender Tiefe steigt der Erddruck und ggf. der Wasserdruck, jedoch wie Steinfeld [42] feststellte nur bis zu einer gewissen Tiefe (im in [42] betrachteten Fall 6,50 m). Für die Einbindung der Bohrpfahlwand in den Boden reicht es aus, die bewehrten Pfähle bis in die erforderliche Einbindetiefe hinunterzuführen, während die unbewehrten Pfähle bei einer ausgesteiften Baugrube in der Tiefe der geplanten Baugrubensohle enden können, so wie auch die Bohlen einer Trägerbohlwand nur bis zur Baugrubensohle geführt werden. Es wird hier davon ausgegangen, dass die von beiden Seiten von Boden bedeckten unbewehrten Bohrpfähle, wenn man sie bis in die gleiche Tiefe wie die bewehrten Pfähle führt, sich nicht verschieben und demnach auch keinen Druck an die bewehrten Randpfähle weitergeben. Da die unbewehrten Pfähle „in verschiedenen Höhenlagen durchgängig reißen“[6] können, sind sie als lagenweise voneinander entkoppelt zu betrachten.

Bei nicht ausgesteiften, frei auskragenden Wänden bildet sich jedoch auf der Erdseite unterhalb des Drehpunkts der Wand ein Bereich passiven Erddrucks aus. Dieser könnte zwar auch wie der passive Erddruck auf der Aushubseite von den bewehrten Pfählen aus räumlich abgetragen werden, jedoch ist es in diesem Fall sinnvoll, die unbewehrten Pfähle auch bis in die Tiefe der bewehrten Pfähle auszubilden, um ein vollständiges, breites Auflager für den passiven Erddruck auf der Erdseite zu bilden. Für die Wasserdichtigkeit der Baugrube ist es in jedem Fall empfehlenswert, die unbewehrten Bohrpfähle auch so tief zu führen, dass sie in eine wasserundurchlässige Schicht einbinden oder aber mit einer Unterwasserbetonsohle einen wasserdichten Abschluss bilden.

Um die erforderliche Gesamtlänge und Einbindetiefe der Bohrpfähle zu ermitteln, wird der belastende und der stützende Erd- und Wasserdruck anhand eines Längsschnitts (Schnitt A-A) durch die Baugrube ermittelt. Die Einbindetiefe variiert je nach Anzahl und Lage der Aussteifungen stark. Eine Berechung des Erddrucks auf die Baugrubenwände des Beispielprojekts wird in Kapitel 7.1 vorgenommen, im weiteren Verlauf der Arbeit werden Erd- und Wasserdruck auf die Baugrubenwand mit Hilfe des Programms PLAXIS 2D [30] modelliert und simuliert und die erforderliche Einbindetiefe iterativ bestimmt. Diese Ergebnisse sind in Kapitel 1.1 festgehalten.

Den Bohrpfahllängen ist insofern eine Grenze gesetzt, als dass Bohrungen in großer Tiefe nicht mit der erforderlichen Genauigkeit durchgeführt werden können. Überschnittene

Bohrpfahlwände können bis ca. 40 m Tiefe [33] hergestellt werden. In größeren Tiefen laufen die Bohrungen teilweise auseinander, sodass Überschneidung, Bogenform und Wasserdichtigkeit nicht mehr garantiert werden können.

4.5 Einspannung

Eine Einspannung der Pfähle durch die Einbindung in feste Bodenschichten, durch den passiven Erddruck auf der Baugrubenseite oder durch den Einsatz einer (unbewehrten) Baugrubensohle kann nur an den bewehrten Pfählen auftreten, da die unbewehrten keine Biegesteifigkeit aufweisen. Die Einbindung der unbewehrten Pfähle durch eine (unbewehrte) Baugrubensohle stellt jedoch trotzdem eine unverschiebliche Lagerung der Pfähle in dieser Tiefenlage dar.

Die Einspannung bzw. das horizontale Bodenauflager der bewehrten Pfähle im Baugrund ist vergleichbar mit der Einbindung einer Trägerbohlwand. Die Ausfachungen sind nicht mittragend, an den einzelnen eingespannten Trägern bzw. an den bewehrten Bohrpfählen bildet sich ein räumlicher Erddruck. Allerdings kann, wie bereits oben erwähnt, der passive Erddruck auf der Erdseite bei nicht ausgesteiften Wänden durch den gesamten Bogen erzeugt werden.

Interessant ist auch die Betrachtung des letzten Pfahls am Ende einer Bohrpfahlwand. Hier ruft die Belastung aus dem Gewölbeschub eine kleine Verschiebung des Pfahls in Wandlängsrichtung hervor und erzeugt somit passiven Erddruck über die gesamte Höhe des Pfahls. Berechnungen hierzu sind in Kapitel 7.6 zu finden.

4.6 Aussteifungen und Anker

Um die Standfestigkeit der Baugrubenwand zu gewährleisten, ist es meist nötig, diese in verschiedenen Höhenlagen auszusteifen oder rückzuverankern. Bei den hier betrachteten bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden können die Aussteifungen nur an den bewehrten Pfählen angebracht werden. Sie werden nach Möglichkeit zur gegenüberliegenden Baugrubenseite auf symmetrisch gegenüberliegende bewehrte Pfähle ausgesteift (siehe auch Abbildung 15), können jedoch auch durch Erdanker rückverankert werden, falls keine gegenüberliegende Wand in ausreichender Entfernung vorhanden ist. Anker sind jedoch in der Herstellung teuer und von daher nach Möglichkeit zu vermeiden.

Der Einfluss der Aussteifungen und Anker auf Form und Größe des sich ausbildenden Erddrucks variiert mit ihrer Lage, ihren Abständen und Steifigkeiten. Hinweise zum Einfluss auf den Erddruck bietet die EAB [8], die die Umlagerung des Erddrucks je nach Lage und Anzahl der Aussteifungen vereinfacht darstellt. Bei bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen müssen sämtliche senkrecht zur Wandachse wirkenden Lasten aus Erd- und Wasserdruck an den bewehrten Pfählen aufgenommen werden. Die bewehrten Pfähle sind wiederum als Durchlaufträger (oder bei freistehenden Wänden als Kragträger) zu betrachten, deren Auflager zum einen das horizontale Bodenauflager und zum anderen die Aussteifungen oder Anker sind. Die Aussteifungen, die meist aus Stahlprofilen bestehen, müssen ausreichend druckfest und knicksicher sein. Falls Anker eingesetzt werden, können diese ggf. auch beim Nachweis gegen Aufschwimmen herangezogen werden.

Im Sinne der Optimierung sollten die Aussteifungen nur da eingesetzt werden, wo sie den Bauablauf möglichst nicht behindern und eventuell auch im Bauwerk verbleiben können, d. h. wo später sowieso Zwischenwände eingezogen werden sollen. Ein Umsteifen der Aussteifungen, d. h. Entfernen einer Aussteifungslage, ist immer schwierig und erfordert Berechnungen aller Umsteifungszustände. Da jedoch die bewehrten Pfähle entweder ausgesteift oder rückverankert werden müssen, ist es von Vorteil, Bögen mit möglichst großer Stützweite einzusetzen, sodass möglichst wenige Aussteifungen und Anker vonnöten sind. Eine Ausnahme bilden frei auskragende Baugrubenwände.

Nach der Betrachtung der Lagesicherung der Bohrpfähle senkrecht zur Wandachse, werden im Folgenden Kopfbalken und Widerlager betrachtet, die eine Unverschieblichkeit der Bohrpfahlwand und ihrer einzelnen Elemente in Wandlängsrichtung garantieren sollen.

4.7 Kopfbalken

Um größere Verschiebungen der Pfähle in Wandlängsrichtung zu verhindern, kann zur Lagesicherung ein zusätzlicher Kopfbalken über alle Pfahlköpfe betoniert werden. Dieser ist bewehrt und stellt ein Zugband dar, welches die bewehrten Pfähle miteinander verbindet. Dadurch wird, wie bei einem Zugstab im Gewölbe, die Bogenform gewahrt, so dass ein Versagen des Bogens ausgeschlossen werden kann. Der Kopfbalken wird dafür am oberen Pfahl-Ende aufbetoniert und mittels der Bewehrung zugfest mit den einzelnen Pfählen verbunden. Am unteren Pfahl-Ende sorgt die Einspannung im Boden für Unver-

schieblichkeit. Bei sehr tiefen Baugruben könnten auf halber Höhe zusätzlich Zugstreben eingesetzt werden, die die Aussteifungspunkte horizontal zugfest miteinander verbinden.

4.8 Endpfähle und Widerlager

Widerlager am Ende der Baugrubenwand, die beinahe unverschieblich sind, sind unverzichtbar, um zu verhindern, dass die Bogenwiderlager nach außen ausweichen und die flachen Bögen durchdrücken. Dies hätte den Zusammenbruch der gesamten Baugrubenwand zur Folge. Als Widerlager fungiert vor allem der Boden, der am letzten Pfahl einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand passiven Erddruck über die gesamte Pfahlhöhe aufbaut und den Pfahl dadurch stützt. Zur Erhöhung der Widerlagerkraft kann das Widerlager verbreitert werden, z. B. indem sich an den letzten Pfahl ein zusätzliches Wandstück aus Bohrpfählen anschließt, das die Wand über den Aushubbereich hinaus verlängert. Dieses Wandstück kann auch als weiterer komplett im Boden eingebundener Bogen ausgebildet werden, so dass die Kräfte entlang der Wandlängsachse dort so umgeleitet werden, dass entlang dieses Bogens jeder Pfahl einen Teil der Kraft an den Boden überträgt (passiver Erddruck als Widerlager) und einen Teil an die nächsten Pfähle des Bogens weitergibt.

Eine andere Widerlagerform wurde beim bereits erwähnten Projekt in Mainz eingesetzt, indem die Stirnseite der Baugrube durch einen großen Halbkreisbogen aus komplett unbewehrten Bohrpfählen ausgeführt wurde. Die flach gewölbten Wandabschnitte und der Halbkreisbogen dienen sich dann gegenseitig als Widerlager für ihren Gewölbeschub.

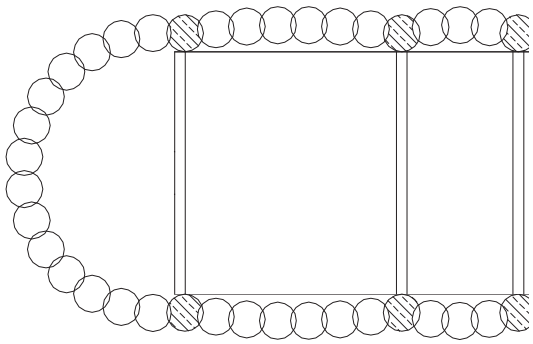


Abbildung 11: Halbkreisbogen an der Stirnseite der Baugrube [11]

Eine erhöhte Widerlagerkraft kann auch geschaffen werden, indem der oder die letzten bzw. zusätzlichen bewehrten Pfähle tiefer geführt werden als die anderen und dadurch eine stärkere Einbindung in den Boden erfahren bzw. einen größeren Erdwiderstand erzeugen.

Im folgenden Kapitel 5 werden die Materialparameter, die auf die Standfestigkeit der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand Einfluss nehmen, näher untersucht.

5. Materialparameter

Ebenso wie die Systemparameter sind die Materialparameter in höchstem Maße ausschlaggebend für die Eigenschaften, Verformungen und Spannungen der untersuchten bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand. Zusätzlich zur Geometrie müssen demnach auch Materialien gewählt werden, die möglichst positiven Einfluss nehmen, d. h. die nur geringe Verformungen aufweisen und die die auftretenden Spannungen schadensfrei ertragen können. Gleichzeitig soll wirtschaftlich gewählt und es sollen Überdimensionierungen vermieden werden. Bei der Berechnung einer überschnittenen Bohrpfahlwand sind die Materialparameter des umgebenden Bodens, des Betons der Bohrpfähle und des Stahls der Aussteifungen zu berücksichtigen, wobei die verwendeten Materialien Beton und Stahl von den Planern gewählt werden, der Boden hingegen am Bauort schon ansteht.

5.1 Boden

Die Eigenschaften des anstehenden Bodens gehen auf verschiedene Weise in die Berechnung der Standfestigkeit der Bohrpfahlwand ein, sind jedoch natürlich nicht zu beeinflussen, da der am Standort anstehende Boden bereits vorhanden ist.

Wichte und Wassergehalt erlauben Rückschlüsse auf den auf die Wand wirkenden Erddruck, der effektive Reibungswinkel gibt Auskunft über die Reibung zwischen Bodenanteilen bzw. zwischen Wand und Boden, die sich relativ zueinander bewegen.

Da die Bodenparameter standortabhängig sind, wird in Kapitel 6 ein Beispielprojekt eingeführt. Für die weiteren Erläuterungen und Berechnungen zu den Bodeneigenschaften und zum Erddruck werden dann stets die am Beispielstandort vorhandenen Bodenschichten herangezogen.

Optimierungsmaßnahmen können in Bezug auf den Boden nicht vorgeschlagen werden, da dieser nicht wählbar ist. Es kann jedoch gesagt werden, dass im Bereich oberhalb der Baugrubensohle Böden, die einen kleinen belastenden Erddruck auf die Wand erzeugen und im Bereich unterhalb der Baugrubensohle Böden, die einen großen stützenden Erddruck erzeugen, für die Standfestigkeit der Wand und den Materialeinsatz optimal sind. Ersteres wird durch eine geringe Wichte und große effektive Reibungswinkel begünstigt, Zweites durch eine hohe Wichte und kleine effektive Reibungswinkel.

5.2 Beton

Bei der Betrachtung des Betons für bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände muss zwischen den unbewehrten Zwischen- und den bewehrten Randpfählen unterschieden werden. Durch die Bogentragwirkung und die damit einhergehende Aufsummierung der Kräfte müssen die Pfähle zu den Seiten des Bogens hin - insbesondere die Randpfähle - druckfester sein als die mittleren. Meist werden die unbewehrten Pfähle in der Betonqualität C16/20 bis C25/30 und die Randpfähle in C30/37 ausgeführt. Die niedrigere Betonqualität der Zwischenpfähle hat den Vorteil, dass die Überschneidung gebohrt werden kann, ohne dass bei der Bohrung wegen zu hoher Festigkeit der anzubohrenden Primärpfähle die Gefahr besteht, dass sie aus dem Lot läuft. „Eine höhere Festigkeit als C30/37 darf [für die bewehrten Pfähle] rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden.“ [49] Die Anforderungen an die Zusammensetzung von Bohrpfahlbeton sind in der DIN EN 1536 „Bohrpfähle“ in Verbindung mit dem DIN-Fachbericht 129 geregelt. Hier sind Größtkorn, Zusatzmittel und Zusatzstoffe, Zementgehalt und Festigkeiten festgelegt.

Begrenzender Faktor im Prozess der Verbesserung der Wirtschaftlichkeit ist die Druckfestigkeit des Bohrpfahlbetons. Denn da das gesamte Prinzip der Bögen auf Kraftübertragung durch reine Druckkräfte beruht, ist die Druckfestigkeit des eingesetzten Betons (abgesehen von der oben erwähnten Unverschieblichkeit der Bogen-Widerlager) ausschlaggebend für die Standfestigkeit der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand.

Werden die unbewehrten Pfähle in C 25/30 hergestellt, haben sie eine Druckfestigkeit von 30,0 N/mm² = 3,0 kN/cm² und einen Elastizitätsmodul (E-Modul) von E_{cm} = 26.700 N/mm² = 26.700 MN/m² = 2.670 kN/cm². Für die bewehrten Pfähle mit der Betonqualität C 30/37 liegt eine Druckfestigkeit von 37 N/mm² = 3,7 kN/cm² und einen E-Modul von E_{cm} = 28.300 N/mm² = 28.830 MN/m² = 2.830 kN/cm² vor.

Obwohl die Zwischenpfähle unbewehrt hergestellt werden und auch untereinander nicht zugfest verbunden sind, besteht durch den Querschnitt und die Überschneidung eine gewisse Biegesteifigkeit des unbewehrten Bogens. Um diese zu ermitteln, muss das Flächenträgheitsmoment I_z der überschnittenen Bohrpfähle um die Längsachse der Pfähle abgeschätzt werden. Die Annäherungen der Fläche für das Flächenträgheitsmoment werden in Abbildung 12 gezeigt.

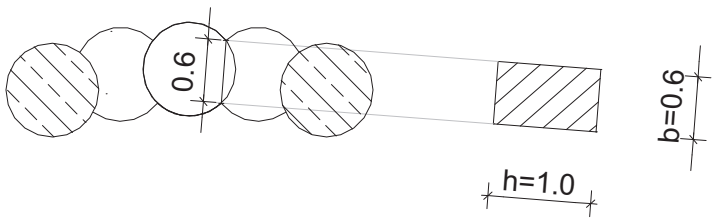


Abbildung 12: Flächenträgheitsmoment der Überschneidungsflächen

Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird nur die Überschneidungsfläche zwischen zwei Bohrpfählen als Querschnittsfläche für das Flächenträgheitsmoment I_z angenommen. Für Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 0,9 m ergibt sich damit folgendes Flächenträgheitsmoment $I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1{,}0m \cdot 0{,}6m^3}{12} = 0{,}018m^4$ und mit $E_{cm} = 26.700MN/m^2$ eine Biegesteifigkeit $EI = 26.700MN/m^2 \cdot 0{,}018m^4 = 480{,}6MNm^2 \approx 500MNm^2$ .Für die Dehnsteifigkeit pro Längeneinheit wird eine durchschnittliche Druckfläche von 0,7 m²/m angesetzt, woraus sich $EA = 26.700MN/m^2 \cdot 0{,}7m^2/m = 18.690MN/m$ $\approx 20 \cdot 10^3 MN/m$ ergibt.

Die bewehrten Pfähle fungieren als Durchlaufträger und werden demnach auf Biegung belastet, wenn sich die Lasten aus Erd- und Wasserdruck an ihnen aufsummieren und Erdwiderlager und Aussteifung(en) als Auflager dienen (Aufsummierung der Kräfte auf die bewehrten Pfähle siehe Kapitel 7.2). Durch geringere (vertikale) Abstände der Aussteifungen bzw. der Ankerlagen wird die Tragwirkung der bewehrten Randpfähle als Durchlaufträger verbessert.

Für die bewehrten Pfähle mit einem Durchmesser von 0,9 m wird eine Längsbewehrung von 16 ∅ 16 mm angenommen. Es ergibt sich eine Biegesteifigkeit von $EI = 516{,}15MNm^2/Pfahl = 573{,}5MNm^2/m$ und eine Dehnsteifigkeit pro Längeneinheit $EA = 17.181MN/Pfahl = 19.090MN/m$. Die Querdehnzahl wird zu ν = 0,15 gesetzt.

5.3 Stahl

Für die Aussteifungen gilt, dass je steifer sie sind, desto mehr konzentriert sich der Erddruck hinter der Wand im Bereich der Aussteifungen. Exemplarisch werden hier Stahlprofile aus Stahl 500 (A) eingesetzt. Wird ein Profil mit einer Querschnittsfläche von

A = 60,0 cm² und einem E-Modul von 21.000 kN/cm² gewählt, ergibt sich für die Dehnsteifigkeit EA = 1.260.000 kN/Profil = 1.260 MN/Profil.

Im folgenden Kapitel wird nun ein Beispielprojekt vorgestellt, welches die erforderlichen Geometrie- und Bodenparameter für die folgenden Berechnungen bereitstellen soll. Die hier vorgestellte Baugrube soll den Kernbereich einer neu zu erbauenden Wasserkraftanlage (WKA) aufnehmen. Die äußere Geometrie des späteren Innenausbaus ist bekannt, das Baugrundgutachten liefert die Kennwerte des vor Ort anstehenden Bodens.

6. Beispielprojekt

Um die mögliche Optimierung der Baugrubenumschließung einer konventionellen 1:1:1 bewehrten Bohrpfahlwand durch den Einsatz einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand deutlich zu machen, wird in diesem Kapitel ein Beispielprojekt eingeführt, dessen ursprüngliche Planung exemplarisch optimiert wird. Es bleibt also bei einer überschnittenen Bohrpfahlwand, allerdings werden durch bogenförmiges Anordnen der Pfähle Einsparungen an Bewehrung möglich und weitere Optimierungsmaßnahmen bieten weitere wirtschaftliche Vorteile gegenüber der konventionellen überschnittenen Bohrfahlwand. Wo bisher auf jeden unbewehrten Pfahl ein bewehrter Pfahl folgte, werden nun bis zu sechs weitere unbewehrte Pfähle eingesetzt und die Möglichkeit, sogar noch größere Gruppen unbewehrter Zwischenpfähle zu verwenden, untersucht.

Die geplante Baugrube für ein Wasserkraftwerk hat in ihrem Kernbereich Abmessungen von 25,71 m auf 12,15 m. Ihre Baugrubenumschließung war ursprünglich mit überschnittenen Bohrpfahlwänden geplant, die 1:1:1 bewehrt/unbewehrt hergestellt werden sollten (siehe Abbildung 13).

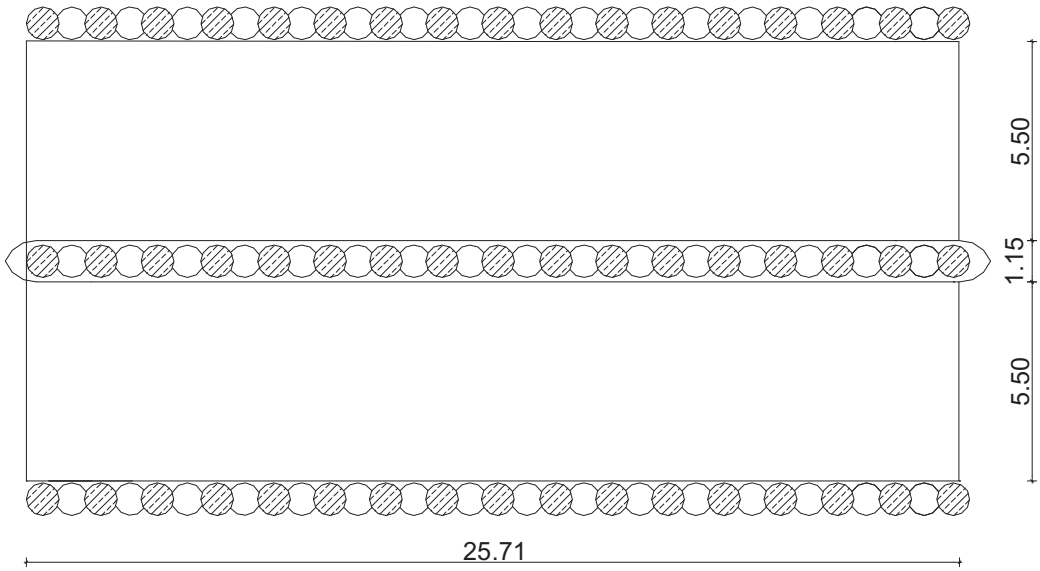


Abbildung 13: Ursprünglich geplante Baugrubenumschließung

Die Baugrube wird insgesamt noch deutlich größer, so dass ihre Stirnseiten hier nicht mit abgebildet sind. Da die Baugrube des Wasserkraftwerks beim späteren Ausbau in zwei gleich große Kammern unterteilt werden soll, bietet es sich an, die spätere Trennwand,

wie in Abbildung 13 bereits dargestellt, auch als überschnittene, jedoch gerade Bohrpfahlwand vorzusehen.

Im Ein- und Auslaufbereich des Wasserkraftwerks (nicht dargestellt in Abbildung 13) sollen nun ebenfalls bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände angeordnet werden, allerdings liegen die Baugrubenwände hier so weit auseinander, dass keine Aussteifungen quer durch die Baugrube vorgenommen werden können. Da die Aushubtiefe in diesem Bereich nur 4,0 m beträgt, sollen diese Bohrpfahlwände möglichst frei auskragend hergestellt werden. Ist dies nicht möglich, müssen sie im Boden rückverankert werden.

Um einen Eindruck der Baugrube zu geben, wird diese in Abbildung 14 im Längsschnitt A-A dargestellt. Hierbei wird nur eine der beiden Kammern betrachtet, wodurch sich eine Baugrubenbreite von 5,50 m ergibt.

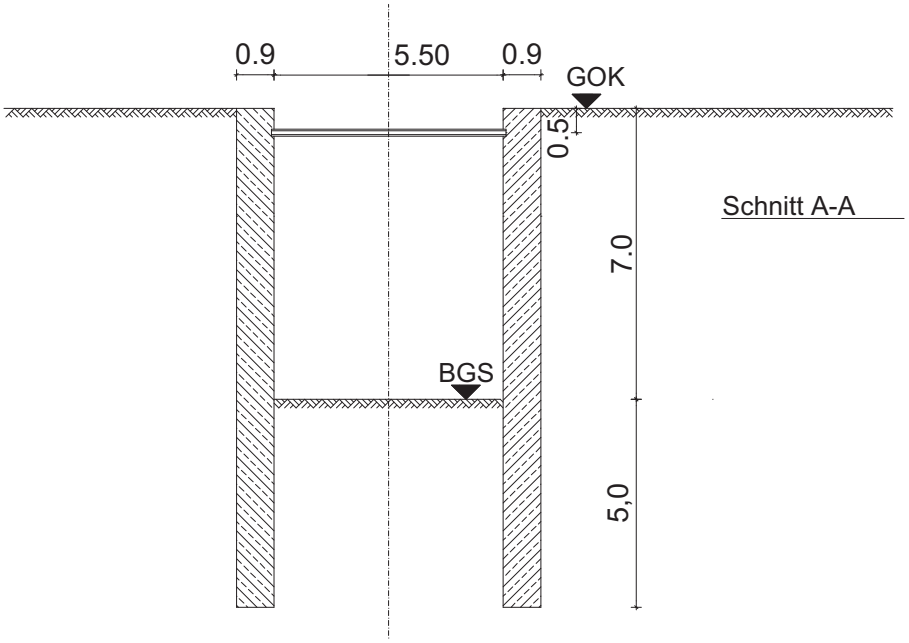


Abbildung 14: Schnitt A-A durch eine Kammer der Baugrube

Die Baugrubentiefe beträgt 7,0 m, Aussteifungen sind vorerst nur ein einer Lage 0,5 m u GOK vorgesehen.

6.1 Baugrundaufbau

Für die Ermittlung des Erd- und Wasserdrucks auf die Baugrubenwände ist es zunächst nötig, den am Bauort anstehenden Baugrundaufbau zu untersuchen. Zur Beurteilung der relevanten Bodenschichten wurden vier direkte Aufschlüsse mittels Kern- und Kleinrammbohrung (BK und KRB gemäß DIN EN ISO 22475-1:2006), sechs indirekte Aufschlüsse mittels Rammsondierung (DPH gemäß DIN EN ISO 22475-2:2005) bzw. vier Standard-Penetration-Tests (SPT gemäß DIN EN ISO 22475-3:2004) sowie vier Schürfe im Bereich der geplanten Baugrube getätigt und im Baugrundgutachten [14] festgehalten. Als Geländeoberkante (GOK) wird 82,0 m ü NN gesetzt, dies entspricht der Höhe des Schichtwechsels zwischen Auffüllungen und Auesedimenten. Folgender Baugrundaufbau ergibt sich aus den Erkundungsergebnissen:

Tabelle 3: Baugrundaufbau Beispielprojekt

Schicht	Lage u GOK [m]	Lage ü NN [m]
Auffüllung	0 bis 0,8 m über GOK	82,8 – 82,0
Auelehm	0,0 – 2,0	82,0 – 80,0
fluviatiler Sand/Kies	2,0 – 5,0	80,0 – 77,0
Tonstein (zersetzt)	5,0 – 12,0	77,0 – 70,0
Tonstein (verwittert)	tiefer 12,0	tiefer 70,0

Die oben genannten Schichten haben laut Baugrundgutachten [14] folgende Eigenschaften (nb = nicht bindig, b = bindig):

Tabelle 4: Eigenschaften der Schicht 1: Auffüllung

Petrographie	Bauschutt (Beton-, Ziegel-, Holz- und Mörtelreste), Schlacke, Asche, Kohlereste, Bahnschwellen/-schotter, inhomogenes Gemisch aus Kies, Sand, Schluff und Ton
Farbe	Brauntöne (schwarz-, grau-, dunkelrot- und gelbbraun)
Kalkgehalt	stark kalkhaltig
Lagerungsdichte (nb. Anteil)	locker
Konsistenz (b. Anteil)	leicht plastisch
Frostempfindlichkeit nach DIN 18196	groß bis sehr groß
Frostverhalten nach ZTVE-StB 09	sehr frostempfindlich (F3)
Wasserempfindlichkeit	mittel bis sehr groß
Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196	mäßig bis schlecht verdichtbar
Verdichtbarkeitsklasse nach ZTVA-StB 97	V2 – V3
Bodengruppe nach DIN 18196	A, [SU], [SU*], [TL], [UL]

Bemerkung: Bei der Auffüllung handelt es sich einerseits um den Bauschutt des ursprünglichen Bestands der alten Fabrik und zum anderen um umgelagerte, anstehende Lockergesteine, die anthropogen verändert wurden (regelloses Gemenge mit dem am Standort natürlich vorkommenden Auesedimenten und Sanden/Kiesen).

Tabelle 5: Eigenschaften der Schicht 2: Auelehm

Petrographie	Schluff, tonig schwach bis stark fein-/mittelsandig, einzelne runde Kiese, einzelne Feinsandlagen
Farbe	Brauntöne (dunkel-, hell-, gelbbraun)
Kalkgehalt	stark kalkhaltig
Konsistenz	steif bis weich
Plastizität	leicht plastisch
Frostempfindlichkeit nach DIN 18196	sehr groß
Frostverhalten nach ZTVE-StB 09	sehr frostempfindlich (F3)
Wasserempfindlichkeit	sehr groß
Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196	mäßig bis schlecht, nass, nicht verdichtbar
Verdichtbarkeitsklasse nach ZTVA-StB 97	V3
Bodengruppe nach DIN 18196	TL, UL, SU*

Bemerkung: Der Auelehm ist eine witterungsempfindliche Lockergesteinsschicht, die z. B. unter Wasserbeeinflussung ihrer Konsistenz und somit die Tragfähigkeit abrupt verschlechtert.

Tabelle 6: Eigenschaften der Schicht 3: fluviatiler Sand/Kies

Petrographie	Fein- bis Mittelkies, sandig, schwach schluffig Fein- bis Grobsand, kiesig, schwach schluffig
Farbe	gelbgrau, gelbbraun
Kalkgehalt	schwach kalkhaltig bis stark kalkhaltig
Lagerungsdichte	mitteldicht
Frostempfindlichkeit nach DIN 18196	vernachlässigbar klein
Frostverhalten nach ZTVE-StB 09	nicht frostempfindlich (F1)
Wasserempfindlichkeit	gering
Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196	mittel bis sehr gut
Verdichtbarkeitsklasse nach ZTVA-StB 97	V1
Bodengruppe nach DIN 18196	GE, GI, GU, GW, SE, SI, SU

Bemerkung: Ein stark sandiger, sehr schwach schluffiger, intermittierender Fein- bis Mittelkies.

Tabelle 7: Eigenschaften der Schicht 4: Tonsteinzersatz

Petrographie	Schluff-Ton-Feinsand-Wechsellagerungen, Tonsteinstücke/-lagen
Farbe	hell-ockerbraun, grau bis grüngrau
Kalkgehalt	kalkhaltig bis stark kalkhaltig
Konsistenz	steif bis halbfest, z. T. fest
Plastizität	leicht bis mittel plastisch
Frostempfindlichkeit nach DIN 18196	groß
Frostverhalten nach ZTVE-StB 09	sehr frostempfindlich (F3)
Wasserempfindlichkeit	groß bis sehr groß
Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196	mäßig bis schlecht, nass nicht verdichtbar
Verdichtbarkeitsklasse nach ZTVA-StB 97	V3
Bodengruppe nach DIN 18196	TM, TL

Bemerkung: In diesem Horizont wechseln sich gemäß den Aufschlussergebnissen vollständig zu Lockergestein zersetzte Horizonte in unregelmäßiger Abfolge mit Festgesteinslagen/-bänken ab.

Wichte γ, Wichte unter Auftrieb γ', effektiver Reibungswinkel φ', Kohäsion c' und Steifigkeit E_s sind jeweils für die einzelnen Schichten aus den Baugrunduntersuchungen bekannt, die Querdehnzahlen ν sind entsprechend dem Hooke'schen Gesetz ermittelt. In Tabelle 8 findet sich eine Zusammenfassung der Bodenparameter am Standort des Beispielprojektes. Alle folgenden Berechungen werden auf Grundlage der hier vorgefundenen Bodenschichten getätigt.

Tabelle 8: Bodenparameter laut [14]

Bodenart	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	E_s [MN/m²]	ν [-]
Auffüllung	17-20	8-10	24-28	0	2-6	0,37
Auelehm	18	8	22	5	4-8	0,35
fluviatiler Sand	19	11	35	0	60-80	0,30
Tonstein, angew.	21	12	27	20	30-50	0,25
Tonstein, zers.	21	12	27	50	100	0,25

Grundwasser steht am Standort des Beispielprojektes ca. 1,0 m u GOK, die Wasserstände für Hochwasser und Niedrigwasser sind nicht bekannt.

6.2 Maßnahmen zur Optimierung

Ein wichtiger Aspekt im Sinne der Optimierung der überschnittenen Bohrpfahlwände liegt in der doppelten Symmetrie, mit der die Baugrubenwände nach Möglichkeit ausgebildet werden. Die Symmetrie sollte sich zum einen an den symmetrischen Bogenformen zeigen und zum anderen ist es von großem Vorteil, wenn die sich gegenüberliegenden Baugrubenwände symmetrisch zueinander sind, sodass sich die bewehrten Pfähle genau gegenüber stehen.

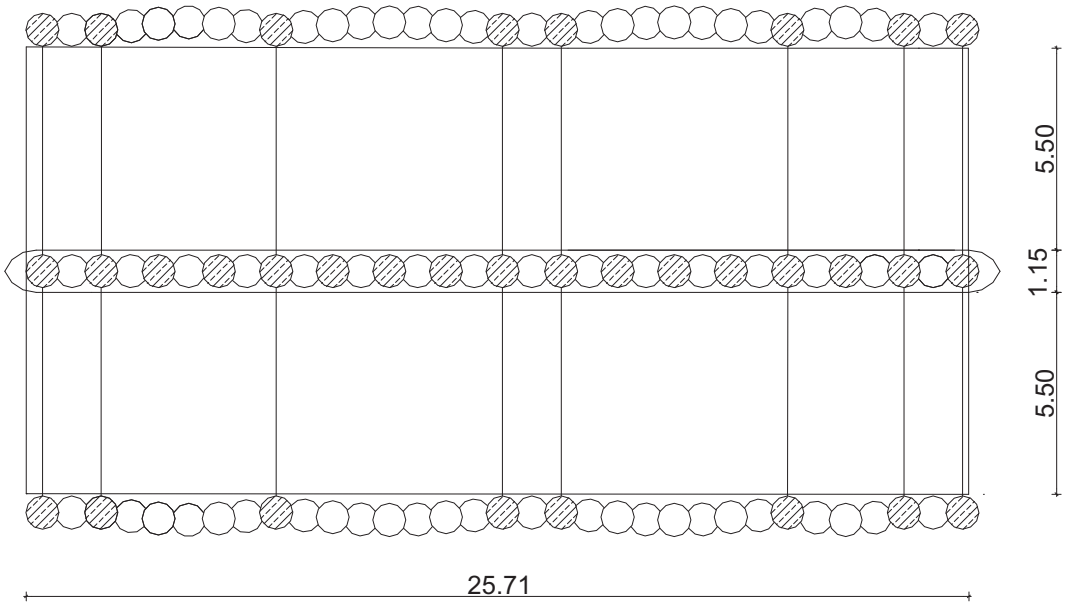


Abbildung 15: Symmetrie der Bögen und der gegenüberliegenden Baugrubenwände

Wie in Abbildung 15 zu sehen stützen die Aussteifungen jeweils zwei gegenüber liegende bewehrte Pfähle gegeneinander ab, wobei die Aussteifungen an der Mittelwand unterbrochen und durch sie gestützt sind. Dadurch verkürzt sich die Knicklänge der Aussteifungen auf die Hälfte. Insgesamt eignet sich diese Form der Aussteifung für bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände für schmale Baugruben (Knicklänge bis ca. 8,0 m). Bei größerer Baugrubenbreite ergibt sich sonst eine zu große Knickgefährdung in den Aussteifungsträgern. Wird die Baugrube nicht symmetrisch hergestellt, oder liegen die Baugrubenwän-

de zu weit auseinander, können die bewehrten Pfähle auch durch Anker gesichert oder frei auskragend hergestellt werden.

Als weitere Optimierungsmaßnahme in der Planung der Baugrube werden die Bögen der Baugrubenwand nach Möglichkeit so dimensioniert und positioniert, dass die Aussteifungen dort platziert sind, wo beim Innenausbau sowieso Querwände im Bauwerk vorgesehen sind. Dies gibt zum einen die Möglichkeit, die Aussteifungen nicht zu entfernen, was erheblichen zusätzlichen Rechen- und Arbeitsaufwand bedeuten würde, sondern beim Innenausbau in die Querwände zu integrieren. Zum anderen können viele große Einbauten eingesetzt werden, ohne dass die Aussteifungen störend im Weg sind.

Ist die Lage der späteren Querwände oder sind sonstige Vorgaben für die Lage der Aussteifungen bekannt, werden die in Tabelle 1, Seite 26 aufgelisteten Werte für die Stützweiten b verwendet, um zu planen, an welcher Stelle und in welcher Kombination die einzelnen verschieden großen Bögen eingesetzt werden sollen.

Eine Optimierung der einzelnen Bogenformen wird anhand der Stützlinie der Bögen unter ihrer charakteristischen Last durchgeführt. Die Stützlinie wird theoretisch im Kapitel 3.1 behandelt und im Kapitel 7.3 für das Beispielprojekt berechnet. Um die Bogenformen zu optimieren, muss auch die gegenseitige Beeinflussung der Stützlinien nebeneinander liegender Bögen berücksichtigt werden. Die steile Stützlinie eines großen Bogens ruft eine flache Stützlinie im kleinen Bogen hervor. Der kleine Bogen sollte demnach in seiner Geometrie an die flachere Stützlinie angepasst und demnach flacher gewölbt ausgeführt werden.

Im folgenden Kapitel 7 werden die in Kapitel 3.3 genannten Berechnungen durchgeführt. Alle verwendeten Werte und Parameter sind aus dem Beispielprojekt entnommen und rein exemplarisch.

7. Berechnung bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand

In diesem Kapitel soll die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand zunächst manuell berechnet und nachgewiesen werden. Die Berechnungen erfolgen exemplarisch mit den Werten der am Beispielprojekt-Standort vorgefundenen Boden-Schichten. Die Berechungsmethoden sind jedoch allgemein gültig. Es soll die Wirkungsweise der Bogenform dargestellt und der Kraftfluss im System gemäß [11] nachvollzogen werden. Im folgenden Kapitel 1 wird das System der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand in zwei zweidimensionale Modelle zerlegt und anhand des Programms PLAXIS 2D modelliert und die Verschiebungen und Spannungen im umgebenden Baugrund simuliert. Für die manuelle Berechnung einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand ist es zunächst − wie bei jeder anderen Baugrubenwand auch − nötig, den belastenden und stützenden Erd- und Wasserdruck zu berechnen. Aus dem ermittelten Erddruck und seiner Lastform auf die Bögen der überschnittenen Bohrpfahlwand ergeben sich die Stützlinien der Bögen, welche ausschlaggebend für die Kraftweiterleitung im Bogen und den am Bogenauflager entstehenden Gewölbeschub sind. Der Erddruck wird entsprechend den Bogen- bzw. Stützlinienformen zu den bewehrten Randpfählen hin aufsummiert. Aus den aufsummierten Belastungen auf den Randpfahl ergeben sich dessen Schnitt- und Auflagerkräfte. Bezüglich des Gewölbeschubs muss überprüft werden, ob er durch die danebenliegenden kleineren Bögen und durch den umgebenden Boden aufgenommen werden kann.

7.1 Erddruck

Aufgrund der Verzahnung der Bohrpfahlwand mit dem Boden wird ein Wandreibungswinkel $\delta_a = \varphi'$ und $\delta_p = -\varphi'$ angesetzt. Da aushubbedingte Verschiebungen der Baugrubenwand von mehr als 1 ‰ anzunehmen sind, ist laut EAB [8] der aktive Erddruck anzusetzen. Bleiben die Verformungen doch unter 1 ‰, so ist mit dem erhöhten aktiven Erddruck zu rechnen. Es werden daher sowohl der aktive als auch der erhöhte aktive Erddruck berechnet.

Die zusätzlichen Lasten aus Baggern und Hebezeugen betragen für das hier betrachtete Beispiel 25,0 t im Abstand von 0,60 m bis 1,88 m neben der Baugrube. Diese können laut EAB [8] im GZ 1B mit dem Faktor $\gamma_Q/\gamma_G = 1{,}3/1{,}2 = 1{,}08$ in ständige Lasten umgewandelt werden und dadurch mit dem Erddruck aus Bodeneigengewicht, Kohäsion und großflächiger Gleichlast von 10 kN/m² überlagert werden und werden im Folgenden als Zu-

satzlasten bezeichnet. Alle weiteren Berechnungen zum Erddruck sind in Anhang 1 zu finden.

Es gibt einen zusätzlichen Erddruck aus Baggern und Hebezeugen $e_{aph,2}$, der von 0,24 m (ergibt sich aus $\varphi' = 22°$) bis 1,94 m u GOK angreift und die Größe $e_{aph,2} = 37{,}8 kN/m^2 \cdot 0{,}322 = \underline{12{,}17 kN/m^2}$ bzw. $37{,}8 kN/m^2 \cdot 0{,}367 = \underline{13{,}87 kN/m^2}$ hat.

Aufgrund der Kohäsion des Auelehms muss überprüft werden, ob der Mindest-Erddruck anzusetzen ist. Es stellt sich heraus, dass bis in eine Tiefe von 0,24 m u GOK der Mindest-Erddruck größer als der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht, ständiger großflächiger Gleichlast und ständiger Zusatzlast aus Baggern, Hebezeugen und Kohäsion ist. Daher muss bis in eine Tiefe von 0,24 m u GOK der Mindest-Erddruck angesetzt werden. Dies entspricht der Tiefe, in der die Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen angreift.Baugrundaufbau, Bodenschichten und Lasten sind in Abbildung 16, Seite 47 dargestellt.

Der Erddruck wird bis in eine Tiefe von 12,0 m u GOK berechnet. In erster Näherung wird von einer Einbindetiefe der Wand von 5,0 m ausgegangen, die Baugrubensohle (BGS) liegt 7,0 m u GOK. Die genaue erforderliche Einbindetiefe wird erst in Kapitel 8.3 iterativ aus den im Modell A wirkenden Kräften ermittelt. Aus der manuellen Berechnung ergibt sich folgender aktiver Erddruck:

Tabelle 9: Aktiver Erddruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	e_{agh} [kN/m²]	$e_{aph,1}$ [kN/m²]	$e_{aph,2}$ [kN/m²]	e_{ach} [kN/m²]	e_{ah} [kN/m²]	E_{ah} [kN/m]
0	0,00	0,00	3,22		5,08	0,00	
1	0,24	0,70	3,22		5,08	0,70	0,08
1'	0,24	1,39	3,22	12,17	5,08	11,71	
2	1,00	5,80	3,22	12,17	5,08	16,11	5,42
2'	1,00	6,61	3,67	13,87	5,08	19,07	
3	1,94	9,37	3,67	13,87	5,08	21,83	19,23
3'	1,94	9,37	3,67	13,87	5,08	21,83	
4	2,00	9,54	3,67		5,08	8,14	0,90
4'	2,00	5,33	2,05		0,00	7,38	
5	5,00	12,10	2,05		0,00	14,15	32,29
5'	5,00	17,35	2,94		17,54	2,75	
6	7,00	24,40	2,94		17,54	9,80	12,55
6'	7,00	24,40	2,94		17,54	9,80	
7	12,00	42,04	2,94		17,54	27,44	93,11

Damit ergeben sich Erdruhedruck e_{0h} und um 50% erhöhter aktiver Erddruck e_{eh} wie folgt:

Tabelle 10: Erdruhedruck und erhöhter aktiver Erddruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	e_{0gh} [kN/m²]	$e_{0ph,1}$ [kN/m²]	$e_{0ph,2}$ [kN/m²]	e_{0h} [kN/m²]	e_{eh} [kN/m²]	E_{eh} [kN/m]
0	0,00	0,00	6,25		6,25	3,13	
1	0,24	2,70	6,25		8,95	4,82	0,95
1'	0,24	2,70	6,25	23,63	32,58	22,14	
2	1,00	11,25	6,25	23,63	41,13	28,62	9,75
2'	1,00	11,25	6,25	23,63	41,13	30,10	
3	1,94	15,95	6,25	23,63	45,83	33,83	30,05
3'	1,94	15,95	6,25	23,63	45,83	33,83	
4	2,00	16,25	6,25		22,50	15,32	1,47
4'	2,00	11,08	4,26		15,34	11,36	
5	5,00	25,13	4,26		29,39	21,77	49,69
5'	5,00	32,21	5,46		37,67	20,21	
6	7,00	45,32	5,46		50,78	30,29	50,50
6'	7,00	45,32	5,46		50,78	30,29	
7	12,00	78,08	5,46		83,54	55,49	214,45

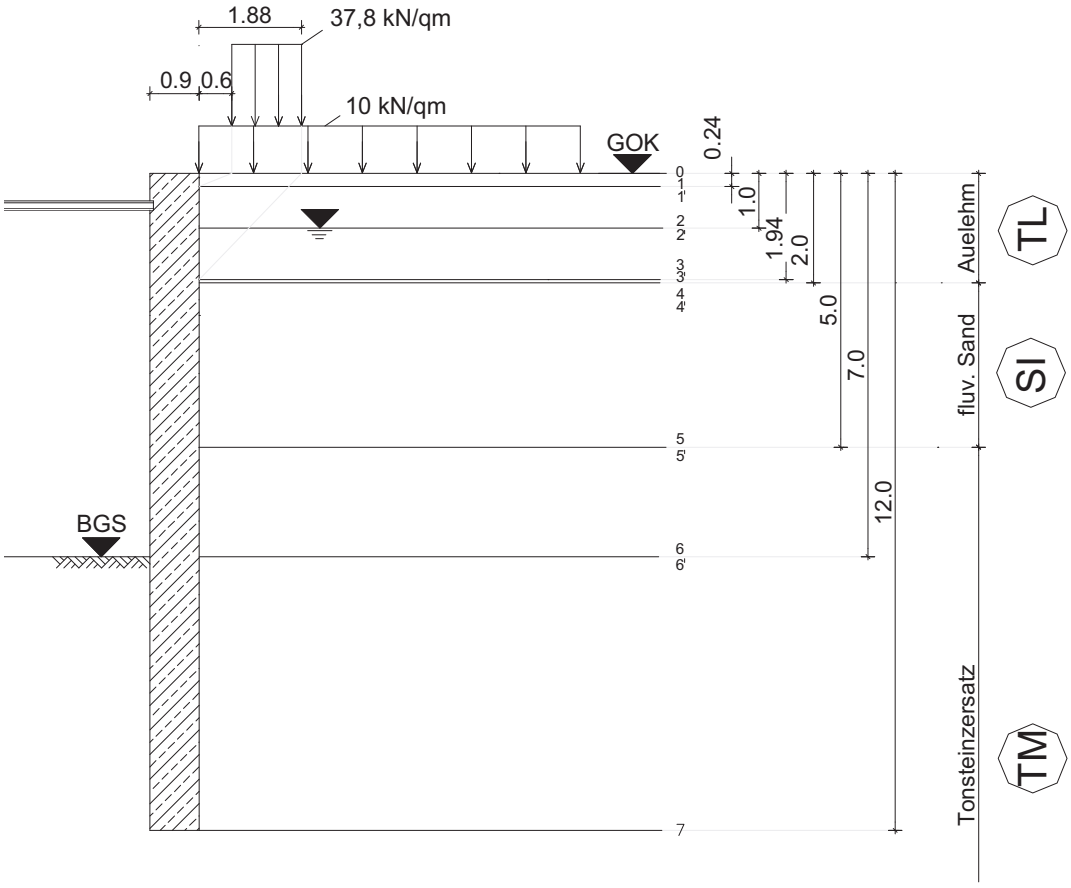


Abbildung 16: Baugrundaufbau, Boden-Schichten und ständige Lasten

Nach EAB [8] wird der Erddruck aus ständigen Lasten umgelagert. Bei einmal gestützten Ortbetonwänden, bei denen die Steifenlage nicht tiefer als 1/10 der Tiefe der Baugrube angeordnet ist, was hier der Fall ist, wird ein bis zur BGS durchgehendes Rechteck angenommen. Für den aktiven Erddruck ergibt sich dadurch ein gleichmäßiger Erddruck von 10,07 kN/m², für den erhöhten aktiven Erddruck beträgt der umgelagerte Erddruck 20,35 kN/m².

Der stützende Erddruck auf der Innenseite der Baugrubenwand ergibt sich aus dem passiven Erddruck e_{ph}:

Tabelle 11: Passiver Erddruck ab BGS

Punkt	Tiefe u BGS [m]	e_{pgh} [kN/m²]	e_{pch} [kN/m²]	e_{pph} [kN/m²]	e_{ph} [kN/m²]	E_{ph} [kN/m]
6'	0,00	0,00	73,77	34,01	107,78	
7	5,00	204,08	73,77	34,01	311,87	1049,13

Auf den letzten Pfahl der Baugrubenwand ergibt sich an der Stirnseite der Wand der passive Erddruck e_{ph} über die gesamte Pfahlhöhe, wobei die großflächige Gleichlast von 10 kN/m² und die Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen unberücksichtigt bleiben:

Tabelle 12: Passiver Erddruck über die gesamte Pfahlhöhe

Punkt	Tiefe u GOK [m]	e_{pgh} [kN/m²]	e_{pch} [kN/m²]	e_{ph} [kN/m²]	E_{eh} [kN/m]
0	0,00	0,00	0,00	0,00	
1	0,24	13,42	15,23	28,64	3,44
1'	0,24	13,42	15,23	28,64	
2	1,00	35,78	40,60	76,38	21,00
2'	1,00	35,78	40,60	76,38	
3	1,94	55,90	63,44	119,34	35,23
3'	1,94	49,05	59,43	108,47	
4	2,00	69,54	84,25	153,79	123,26
4'	2,00	69,54	84,25	153,79	
5	5,00	70,84	85,84	156,68	9,31
5'	5,00	126,83	114,85	241,68	
6	7,00	287,80	260,62	548,42	1185,15
6'	7,00	588,44	638,12	1226,56	
7	12,00	1159,86	1257,80	2417,66	8199,49

Summe des passiven Erddrucks 14589,46

7.2 Aufsummierung des belastenden Erddrucks an den Randpfählen

Bei der Aufsummierung des belastenden Erddrucks an den Randpfählen müssen zwei Bereiche unterschieden werden: Erddruck oberhalb der BGS und Erddruck unterhalb der BGS.

Oberhalb der BGS gilt ähnlich wie bei einer Trägerbohlwand: Durch die Bogenwirkung (bei der Trägerbohlwand durch die biegesteifen Bohlen) summieren sich alle Lasten, die senkrecht zur Wandachse wirken, an den bewehrten Randpfählen (Trägern) auf. Jeder bewehrte Pfahl hat als „Einzugsbreite“ jeweils die Hälfte des links und rechts angrenzenden Bogens. Der hier ungünstigste Fall tritt ein, wenn zwei 7er Bögen, welche die größten bisher eingesetzten Bögen sind, nebeneinander liegen. Der bewehrte Pfahl dazwischen hat damit eine Einzugsbreite von etwa 5,3 m, was zweimal einer halben Bogenbreite eines 7er Bogens entspricht. An diesem Pfahl kommt also oberhalb der BGS das 5,3fache des oben ermittelten Erddrucks an (siehe Abbildung 17).

Unterhalb der BGS wird angenommen, dass sich die Lasten nicht zum bewehrten Randpfahl hin summieren. Dies hat folgenden Grund: Unterhalb der BGS sind die unbewehrten Pfähle von beiden Seiten vom Boden umgeben und gestützt. Diese Pfähle bewegen sich also nicht Richtung Baugrubeninnenseite. Dies geschieht auch, da die unbewehrten Pfähle „in verschiedenen Höhenlagen durchgängig reißen“ [6] können und somit als vom restlichen System entkoppelt betrachtet werden. Unterhalb der BGS wirkt der belastende Erddruck demnach nur auf der Breite des bewehrten Pfahls (siehe Abbildung 18).

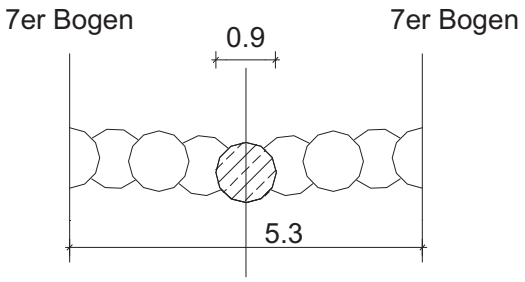


Abbildung 17: Einzugsbreite des bewehrten Pfahls über der BGS

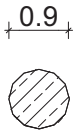


Abbildung 18: Einzugsbreite des bewehrten Pfahls unter der BGS

Die erforderliche, charakteristische Auflagerkraft des Erdauflagers ergibt sich mit den o. g. Einzugsbreiten unter aktivem Erddruck zu 213,87 kN.

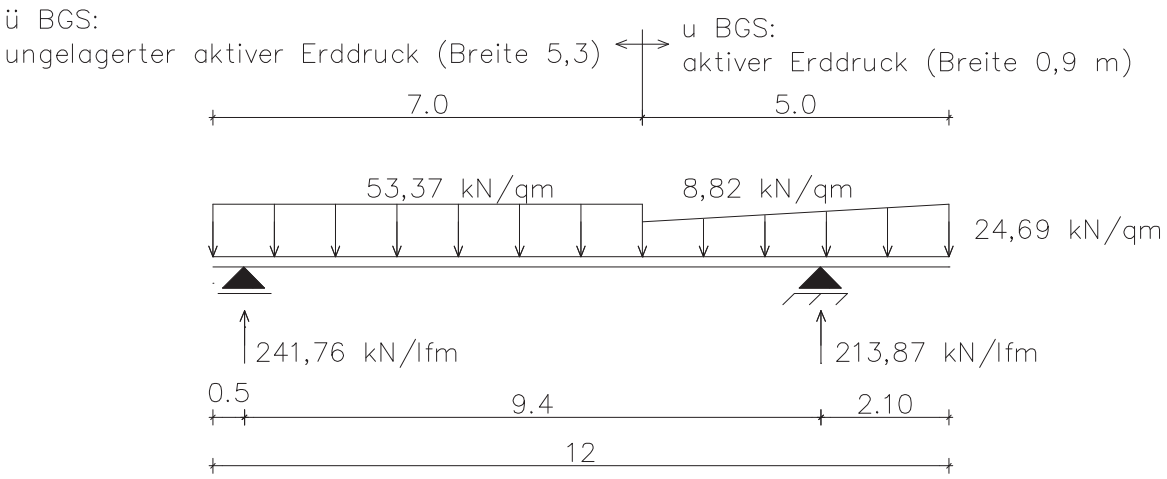


Abbildung 19: Mit der Einzugsbreite multiplizierter Erddruck und Auflagerkräfte an Aussteifung und Erdauflager

Der stützende, also passive Erddruck wird nur von den bewehrten Pfählen hervorgerufen und aufgenommen. Er wird wie bei einer Trägerbohlwand als räumlicher Erddruck angesetzt und wirkt demzufolge auf einer Breite $l_{pg}^{Er} = 0{,}55 \cdot (1 + 2 \cdot \tan\varphi) \cdot \sqrt{l \cdot h}$. Hierbei entspricht l der Breite des bewehrten Bohrpfahls und h der Einbindetiefe.

Die rechnerische Breite des räumlichen Erddrucks beträgt somit: $l_{pg}^{Er} = 0{,}55 \cdot (1 + 2 \cdot \tan 27°) \cdot \sqrt{0{,}9m \cdot 5{,}0m} = \underline{2{,}36m}$ und der passive Erddruck auf diesen bewehrten Pfahl ergibt sich zu $1049{,}13kN/lfm \cdot 2{,}36m = 2475{,}94kN$.

Nachweis der Einbindetiefe nach EB 80 [8]

Der Nachweis der Einbindetiefe „stellt sicher, dass die statische Auflagerreaktion B_h im Boden über eine ausreichende Einbindetiefe t für den mobilisierbaren Erdwiderstand $E_{ph,k}$ aufgenommen wird“ [35]. Für die hier gewählte Einbindetiefe von 5,0 m wird der Nachweis der Einbindetiefe geführt. Veränderliche Lasten sind nicht vorhanden.

$$B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q \leq \eta \cdot E_{ph,k} / \gamma_{Ep}$$

$$213{,}87kN \cdot 1{,}2 + 0 \leq 0{,}8 \cdot 2475{,}94kN / 1{,}3$$

$$\underline{256{,}64kN < 1523{,}65kN}$$

Der Nachweis der Einbindetiefe ist erfüllt. Die Einbindetiefe könnte kleiner gewählt werden. Die Wahl der genauen Einbindetiefe erfolgt später wie bereits erwähnt in Kapitel 8.3 iterativ aus den Ergebnissen der Varianten-Simulationen mit PLAXIS 2D.

Lassen sich diese Belastungen senkrecht zur Wandachse noch einfach aufsummieren, so ist es mit den Kräften in Wandlängsrichtung schon etwas schwieriger. Für die oben durchgeführte Aufsummierung der Lasten am bewehrten Randpfahl kann die Bogenform völlig außer Acht gelassen werden. Auch, dass der Erddruck aufgrund der Bogenform radialsymmetrisch, d. h. senkrecht zur Bogenachse auftritt, wurde bisher nicht berücksichtigt. Im Folgenden wird nun die Lastform und –richtung, in der der Erddruck auf die Wand bzw. auf die einzelnen Bogen auftrifft, genauer betrachtet. Aus der Lastform ergibt sich die optimale Form der Stützlinie. Es ist wichtig, den optimalen Stützlinienverlauf zu kennen, um die Bogenformen im Sinne der Optimierung entsprechend anzupassen.

7.3 Stützlinie

Im Zuge der Optimierung der überschnittenen Bohrpfahlwände soll nicht nur die Bogenform als solche eingeführt werden, um Bewehrung einzusparen. Es soll zudem eine optimale Bogenform gefunden werden. Optimal heißt einerseits, dass die Bogen so flach wie möglich sein sollen, damit sie das auszuhebende Lichtraumprofil der Baugrube so wenig wie möglich vergrößern und die später auszubetonierenden Bogeninnenräume so klein wie möglich bleiben. Optimal heißt andererseits aber auch, dass der Bogen unter den verschiedenen erwarteten Belastungen standsicher ist und nach Möglichkeit keine klaffenden Fugen zwischen den einzelnen Bohrpfählen auftreten. Es gilt, dass der Bogen standsicher ist, solange die neue Stützlinie innerhalb der zweiten Kernfläche verläuft. Verläuft sie innerhalb der ersten Kernfläche, bilden sich zudem keine klaffenden Fugen zwischen den Bogenelementen aus.

„Die Stützlinie ist die Verbindungslinie der Schnittpunkte der Druckresultierenden mit aufeinander folgenden Stoßfugen des Gewölbes“ [46] bzw. der Bohrpfähle.

An dieser Stelle sei hervorgehoben, dass die Stützlinie eines Bogens nicht zwingend seiner Mittellinie entspricht, sondern sich je nach Lastform und nach Steifigkeit der Auflager einstellt. Die Bogenform ist dann optimal, wenn sie der Stützlinie unter ständiger Last entspricht. Es wird im Folgenden die Lastform des Erddrucks untersucht und dessen Stützlinie ermittelt. Es ist dann weiter zu prüfen, wie stark die Stützlinie unter veränderlichen

oder unsymmetrischen Lasten von der Bogenmittellinie bzw. von der Stützlinie aus ständigen Lasten abweicht.

Es stellt sich immer die Stützlinie in einem Bogen ein, so „dass die Arbeit, die bei der elastischen Formänderung des Gewölbes verrichtet wird, ein Minimum ist“ [46], d. h. diejenige Stützlinie, welche die geringste Verformungsenergie aktiviert.

„Ist nur ein Gewölbe auf zwei Widerlagern vorhanden […], so werden diese durch das auf die steile Stützlinie mit dem kleinsten Seitenschub eingestellte Gewölbe beansprucht.“ [36]

Bei nebeneinander liegenden Gewölben stellt sich „das belastete [große] Gewölbe nach der steilen Stützlinie ein, in den unbelasteten [kleinen] Gewölben wirken flache Stützlinien.“ [36] Die Form und vor allem die Stichhöhe der Stützlinie bestimmen, welcher Gewölbeschub sich an den Auflagern, bei Bogenbrücken und Gewölben auch Kämpfer genannt, ergibt. Es gilt: flache Stützlinie = großer Gewölbeschub, steile Stützlinie = geringer Gewölbeschub (siehe auch Kapitel 7.4). Die Stichhöhe der Stützlinie ergibt sich aus der Größe der Last und der Verschieblichkeit der Auflager, ihre Form ergibt sich aus der Form der Last.

„Welche Stützlinie in dem ausgeführten Gewölbe wirklich eintreten wird, muss zunächst als unbestimmt angesehen werden. Nach dem […] Princip des kleinsten Widerstandes soll es diejenige Stützlinie sein, bei der der Horizontalschub den kleinsten Werth hat, der unter den gegebenen Verhältnissen des Gewölbes möglich ist.“ [46] Es wird hier demzufolge angenommen, dass sich in den ausschlaggebenden 7er Bögen, bzw. den größten in einer Wand eingesetzten Bögen, jeweils eine Stützlinie einstellt, die so steil ist, dass der durch sie erzeugte Gewölbeschub möglichst gering ist, die aber dennoch innerhalb der ersten Kernfläche der Bögen verläuft. Der Stützlinienverlauf in den kleineren daneben liegenden Bögen ergibt sich dann aus dem zu kompensierenden Gewölbeschub (siehe Kapitel 7.4).

Die Ermittlung der Stützlinie nach dem Stützlinienverfahren ist in [36] und [43] ausführlich beschrieben. Es gibt zwei Sonderfälle von Belastungen auf einen Bogen, für die sich jeweils eine symmetrische und sehr simple Stützlinienform einstellt: Unter projizierter Gleichlast stellt sich eine parabelförmige Stützlinie ein und unter radialsymmetrischer Gleichlast stellt sich eine kreisbogenförmige Stützlinie ein. Unter einer radialsymmetrischen Gleichlast kann eine beliebige kreissegmentförmige Stützlinie angenommen werden.

Projizierte Gleichlast bedeutet, dass eine auf die Grundfläche des Bogens, d. h. auf seine Stützweite, bezogene Gleichlast auf den Boden wirkt. Diese projizierte Gleichlast entspricht genau dem „ebenen Erddruck“, der in den meisten Fällen als auf Baugrubenwände wirkend angenommen wird.

Radialsymmetrische Gleichlast bedeutet, dass die Last senkrecht zur Bogenachse wirkt und überall gleich groß ist. Radialsymmetrische Belastungen und ihre optimale Stützlinie sind sehr gut vorstellbar, z. B. in Form von Behältern unter großem Wasserdruck, Gasbehältern, Silos oder Ballons: Diese (Hochdruck-) Behälter sind immer rund bzw. kugelförmig. In ihrer Außenhaut entstehen aufgrund ihrer optimierten Form nur Membranspannungen ohne Querkräfte und Momente. Radialsymmetrische Gleichlast entspricht z. B. dem Wasserdruck auf eine beliebig geformte Baugrubenwand und auch dem Erddruck, der auf zylindrische Schachtbauwerke wirkt.

Bei zylindrischen Schachtbauwerken gilt jedoch nach Terzaghi: „Der Erddruck wird durch die als Entlastung wirkende Ring- und Tangentialverspannung wesentlich kleiner als auf eine ebene Wand.“ [42] Dabei wird der Erddruck umso geringer, so Steinfeld [42], je verformbarer die Schachtwand ist. Zudem nimmt der Erddruck nur bis in eine gewisse Tiefe zu, bleibt dann bei größer werdender Tiefe konstant. [42] Die Form des hier herrschenden Erddrucks wird im Folgenden geklärt werden.

In Abbildung 20 und Abbildung 21 sind die beiden Lastformen und die daraus resultierenden, mit dem Stabwerksprogramm RuckZuck [48] berechneten Auflagerkräfte, dargestellt. Die hier dargestellten Bögen haben eine Stützweite von 20,0 m und eine Stichhöhe von 3,0 m.

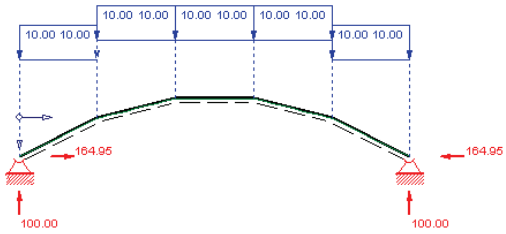


Abbildung 20: Bogen unter projizierter Gleichlast

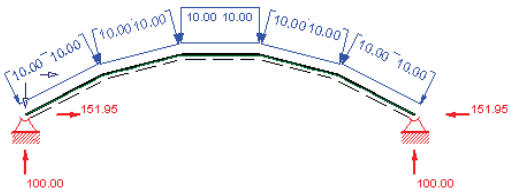


Abbildung 21: Bogen unter radialsymm. Gleichlast

Für die Ermittlung der optimalen Bogenform muss nun geklärt werden, in welcher Form die Last auf die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand wirkt:

Liegt ebener Erddruck vor? Stellt sich ein räumlicher Erddruck wie bei Schachtbauwerken ein, bei dem der Boden sich selbst stützt? Wirkt demnach die Last senkrecht zur Bogenachse oder senkrecht zur Wandachse?

Mit der Annahme, dass ebener Erddruck vorliegt, liegt man auf der sicheren Seite, da die Gewölbeschubkräfte aus projizierter Gleichlast (ebener Erddruck) etwas größer sind als die aus radialsymmetrischer Gleichlast, denn unter radialsymmetrischer Last stützt der in Wandlängsrichtung wirkende Lastanteil den Bogen, statt ihn zu belasten. An dieser Stelle sei hervorgehoben, dass die geplanten Bögen sehr flach sind (siehe Abbildung 22). Der bereits in Mainz eingesetzte 7er Bogen hat eine Stützweite von 5,3 m und eine Stichhöhe von 0,2 m.

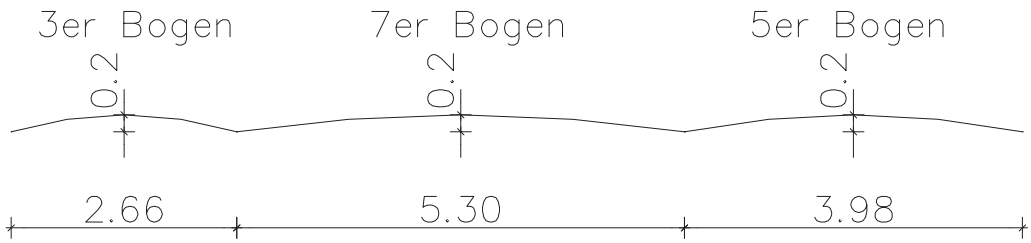


Abbildung 22: Bogenachsen eines 3er, eines 7er und eines 5er Bogens

Aufgrund der sehr geringen Krümmung des Bogens (großer Radius) und der damit einhergehenden sehr geringen Neigung der Bogenachse zur Wandachse von maximal 8° ist der senkrecht zur Bogenachse wirkende Anteil des ebenen Erddrucks 99%. Bei einem angenommenen (ebenen) Erddruck von 40 kN/m² beträgt der senkrecht auf die Bogenachse wirkende Teil des Erddrucks 39,6 kN/m². Dies kann in guter Näherung gleichgesetzt werden.

Bei der Optimierung der Bogenform gemäß der sich einstellenden Stützlinie werden Erd- und Wasserdruck zudem getrennt betrachtet: Der Erddruck wirkt konstant und eben, er erzeugt eine projizierte Gleichlast auf den Bogen. Der Wasserdruck wirkt immer konstant und senkrecht zur Oberfläche (hydrostatisch), er entspricht einer radialsymmetrischen Lastform.

Erd- und Wasserdruck sind im Praxisbeispiel etwa gleich groß und wirken radial zum Bogen. Aufgrund der sehr geringen Unterschiede zwischen projizierter Gleichlast und radialsymmetrischer Gleichlast können Erd- und Wasserdruck in guter Näherung als gemeinsam radialsymmetrisch wirkend angenommen werden. Es wird die **radialsymmetrische Lastform angenommen**. Sie bildet Stützlinien in Form von Kreisbogensegmenten aus.

Wird nun die Bogenform an die Stützlinie unter der ständigen Gleichlast angepasst, hat der Bogen die optimale Form, um die vorgesehenen Belastungen zu den bewehrten Randpfählen hin abzutragen, ohne dass im Bogen Momente auftreten. Die Bögen werden demnach alle so vorgesehen, dass ihre Achse einem Kreisbogensegment entspricht. Der Radius und der Kreisausschnitt sind hierbei beliebig zu wählen. Je flacher das gewählte Kreisbogensegment ist, d. h. je größer der Radius und je kleiner der Kreisausschnitt, desto größer sind die im Bogen auftretenden Normalkräfte. Das bedeutet aber auch, dass die Widerlager umso mehr belastet werden, je flacher die Bögen sind. Es soll im Folgenden diskutiert werden, bis zu welcher Größe der hierbei entstehende Gewölbeschub von den danebenliegenden Bögen und dem umgebenden Boden aufgenommen werden kann, d. h. wie breit die Bögen bei einer vorgegebenen Stichhöhe maximal werden dürfen.

7.4 Gewölbeschub

Sehr wichtig für die Formfindung und Optimierung der Bogenformen ist auch der seitlich an den Bogenauflagern auftretende Gewölbeschub. Die Bögen sind durch Erddruck belastet und müssen an ihren Auflagern wiederum den Boden als Widerlager nutzen. Es soll in den Simulationen mit PLAXIS 2D [30] auch abgeschätzt werden, ob die belasteten Bögen auch ohne als Zugband fungierenden Kopfbalken standsicher sind. Zudem soll untersucht werden, durch welche Maßnahmen der Gewölbeschub reduziert werden kann und welche Summe von Gewölbeschub am äußersten Bogenauflager einer langen Wand ankommt. Folgende Fragestellungen sind bezüglich der Aufnahme des Gewölbeschubs zu klären:

Tritt die in [11] angenommene Mantelreibung auf und kompensiert sie den Gewölbeschub? Gibt es eine Bettungsreaktion im Boden, die dem Gewölbeschub entgegenwirkt? Kann der Gewölbeschub der 7er Bögen durch daneben angeordnete, kleinere Bögen reduziert werden? Kann die Bogenbreite durch Einfügen weiterer unbewehrter Pfähle erhöht werden, ohne die Stichhöhe zu vergrößern? Gibt es eine Obergrenze der Bogenbreiten bzw. der Bogenradien?

Die Größe des Gewölbeschubs kann entweder graphisch mittels der Seileck-Methode ermittelt werden (siehe auch Kapitel 3.1), oder nach der Formel $G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s}$. Die Ermittlung des Gewölbeschubs mittels der Seileck-Methode ist in [1], [29], [36] und [46] beschrieben. An dieser Stelle soll die rechnerische Ermittlung der graphischen vorgezogen werden, was sich unter der gegebenen Gleichlast leicht realisieren lässt.

Der Gewölbeschub ergibt sich für Zwei- und Dreigelenkbögen zu

$G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s}$, wobei

q die ständige Gleichlast auf den Bogen,

l die Stützweite des Bogens und

s die Stichhöhe der Stützlinie ist.

Die in Abbildung 20 und Abbildung 21 gezeigten Bögen (siehe Seite 51) haben eine willkürlich gewählte Bogenbreite von 20,0 m und eine Stichhöhe von 3,0 m. Die Gleichlast beträgt in beiden Fällen 10 kN/m². Als Gewölbeschub unter projizierter Gleichlast ergeben sich 164,95 kN/lfm, unter radialsymmetrischer Gleichlast 151,95 kN/lfm. Zum Vergleich: Aus der Formel $G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s}$ ergibt sich: $G = \frac{10{,}0\text{kN/m}^2 \cdot (20{,}0\text{m})^2}{8 \cdot 3{,}0\text{m}} = \underline{166{,}66\text{kN/lfm}}$. Fügt man in den in Abbildung 20 dargestellten Zweigelenkbogen ein Scheitelgelenk ein, so ergeben sich für den in RuckZuck [48] berechneten Gewölbeschub 166,66 kN/lfm. Somit bestätigt die Berechnung mit dem Stabwerksprogramm RuckZuck [48] das Ergebnis der Berechnungsformel $G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s}$ für den Gewölbeschub G unter projizierter Gleichlast auf einen Dreigelenkbogen.

Bei einem Bogen, dessen Auflager sich unter der Last q nach außen bewegen, wird sich innerhalb des Bogens eine relativ steile Stützlinie einstellen, welche einen geringen Gewölbeschub erzeugt und somit die Auflager so wenig wie möglich nach außen verschiebt. [36] Wird hingegen daneben ein kleinerer Bogen angeordnet, der zwar auch durch eine Gleichlast q belastet wird, zudem aber auch durch den Gewölbeschub des daneben liegenden größeren Bogens, stellt sich in dem kleineren Bogen eine flache Stützlinie ein.

Diese erzeugt einen entsprechend großen Gewölbeschub, der den belastenden Gewölbeschub des größeren Bogens kompensiert.

Die Stützlinien aneinander angrenzender, unterschiedlich großer Bögen beeinflussen sich demnach gegenseitig. Das heißt auch, dass sich in aneinander angrenzenden, verschieden großen Bögen trotz gleicher baulicher, d. h. äußerer Stichhöhen unterschiedlich hohe Stützlinien einstellen. Es wird im Folgenden ermittelt, welche Stützlinien-Stichhöhe sich in den 3er Bögen einstellen muss, um den Gewölbeschub eines 7er Bogens aufzunehmen. Unter der Annahme, dass sich im 7er Bogen die steilstmögliche Stützlinie einstellt, die noch innerhalb der ersten Kernfläche verläuft, ergibt sich hierfür eine Stichhöhe von 0,40 m und eine Stützweite der Stützlinie von 4,86 m (siehe Abbildung 23). Hierbei ist zu beachten, dass die Stützlinie nicht am Pfahlmittelpunkt des bewehrten Pfahls ansetzt, sondern die gesamte Höhe der ersten Kernfläche ausreizt: Sie beginnt am unteren Rand der Unterkante der ersten Kernfläche und liegt im Bogenscheitel auf der Oberkante der ersten Kernfläche.

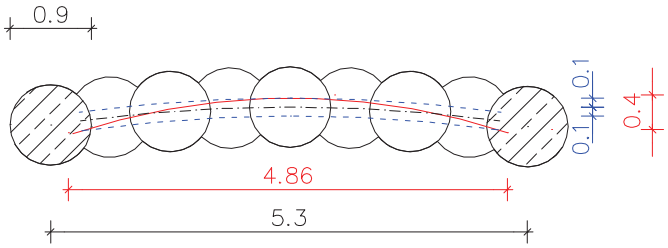


Abbildung 23: Steile Stützlinie des 7er Bogens innerhalb der ersten Kernfläche (blau)

Da der Gewölbeschub der beiden Bögen gleich groß ist, ergibt sich für den 7er Bogen $G_{7er} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{10{,}0 kN/m^2 \cdot (4{,}86m)^2}{8 \cdot 0{,}40m} = 73{,}81 kN/lfm$ und für den 3er Bogen mit einer Stützweite der Stützlinie von 3,05 m eine erforderliche Stichhöhe von 0,16 m: $G_{3er} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{10{,}0 kN/m^2 \cdot (3{,}05m)^2}{8 \cdot 0{,}16m} = 73{,}81 kN/lfm$ (siehe Abbildung 24). Somit verläuft die Stützlinie des 3er Bogens zwar innerhalb der zweiten Kernflächen der Stoßfugen zwischen den Bohrpfählen, nicht jedoch innerhalb der ersten. Daraus wird klar: Der 3er Bogen ist standsicher, jedoch werden sich klaffende Fugen an der Rückseite des 3er Bogens bilden. Um ein Klaffen im 3er Bogen zu verhindern, wäre eine flachere Ausbildung des 3er Bogens denkbar. Die sich gegenseitig beeinflussenden Stützlinien für einen 7er und einen 3er Bogen sind in Abbildung 24 dargestellt.

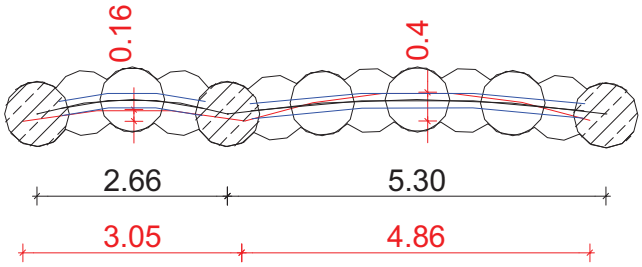


Abbildung 24: 3er und 7er Bogen mit Stützlinien

Das hier dargestellte Beispiel, 3er Bogen neben 7er Bogen, stellt bisher den Extremfall dar, weil der 3er Bogen der kleinste eingesetzte Bogen ist und der 7er der größte. Noch größere Differenzen bzgl. der Stützweiten der nebeneinander liegenden Bögen treten nicht auf. Damit ist klar, dass alle eingesetzten Bögen unter Gleichlast Stützlinien ausbilden können, die einerseits den Gewölbeschub der bisher betrachteten größeren Bögen aufnehmen können und die andererseits innerhalb der Kernflächen verlaufen, sodass die Bögen standsicher sind. Werden Bereiche der Baugrube im Verhältnis 1:1:1 bewehrt/unbewehrt hergestellt, so sind diese Pfähle geradlinig anzuordnen. Diese Pfahlgruppen sind nicht standsicherheitsgefährdet. Sie dienen dazu, die überschnittene Bohrpfahlwand um ein Stück zu verlängern und tragen zur Aufnahme des Gewölbeschubs durch den Boden bei. Wie dies geschieht, wird in Kapitel 7.6 noch diskutiert werden.

Es wird nun im Sinne der Optimierung ein 9er Bogen betrachtet. Dies vergrößert die Stützweite der Bögen noch weiter, ohne dass sich die äußere Stichhöhe ändert. Die Stichhöhe könnte natürlich auch erhöht werden, hier soll jedoch ein 9er Bogen mit einer Stichhöhe von nur 0,2 m betrachtet werden.

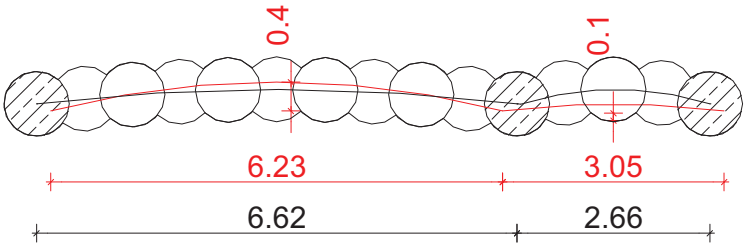


Abbildung 25: 9er und 3er Bogen mit Stützlinien (rot) und Bogenachsen (schwarz)

Es zeigt sich, dass für die hier gewählte Geometrie des 9er und des 3er Bogens die Stützlinie des 3er Bogens gerade noch innerhalb der zweiten Kernfläche verläuft, wenn sich im 9er Bogen eine Stützlinien-Stichhöhe von 0,4 m einstellt.

Für die weniger extremen Beispiele wird im folgenden Kapitel untersucht, welche Stützlinien sich unter ungleichmäßiger Last einstellen.

7.5 Exzentrizitäten unter ungleichmäßiger Last

Tritt eine andere als die zur Optimierung des Bogens angenommene Lastform auf den Bogen auf, so ändert sich die Stützlinie und es kommt zu einer Exzentrizität e zwischen der „alten“ und der „neuen“ Stützlinie. Diese Exzentrizität e kann berechnet werden, indem man die unter der neuen Lastform im Bogen auftretenden Momente M durch die herrschende Normalkraft N dividiert: Exzentrizität e = M/N.

Da die Stützlinie sich für alle radialsymmetrischen Gleichlasten gleich einstellt, treten Exzentrizitäten nur unter ungleichmäßiger Last auf. Diese Lastform kann z. B. durch Zusatzlasten aus Baggern und Hebezeugen auftreten. Es ist nun zu überprüfen, wie groß die Exzentrizitäten e unter den zu erwartenden Belastungen sein werden. Der schlechteste anzunehmende Fall ist eine halbseitige Belastung des 7er Bogens durch die Zusatzlast (siehe Abbildung 26).

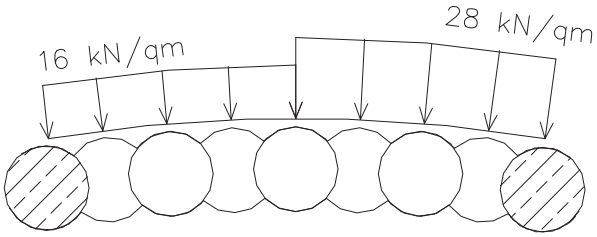


Abbildung 26: Ungleiche Last auf 7er Bogen

Die kritischen Punkte sind die Viertelspunkte der Bögen (bei 1/4 der Stützweite). In den Viertelspunkten sind die Momente aus halbseitigen Lasten und somit auch die Exzentrizitäten am größten. Das Moment ist unabhängig von der Stichhöhe, die Normalkraft steigt mit abnehmender Stichhöhe. Deswegen gilt: Je kleiner die Stichhöhe, desto kleiner die Exzentrizitäten.

Für die Berechnung der Momente im Bogen wird die ungleichmäßige Last in den überall vorhandenen Anteil $q_1 = 16kN/m^2$ und den zusätzlichen Anteil $q_2 = 12kN/m^2$ aufgeteilt. q_2 wird wiederum in zwei gleichgroße Anteile geteilt, die in Abbildung 27 dargestellt werden:

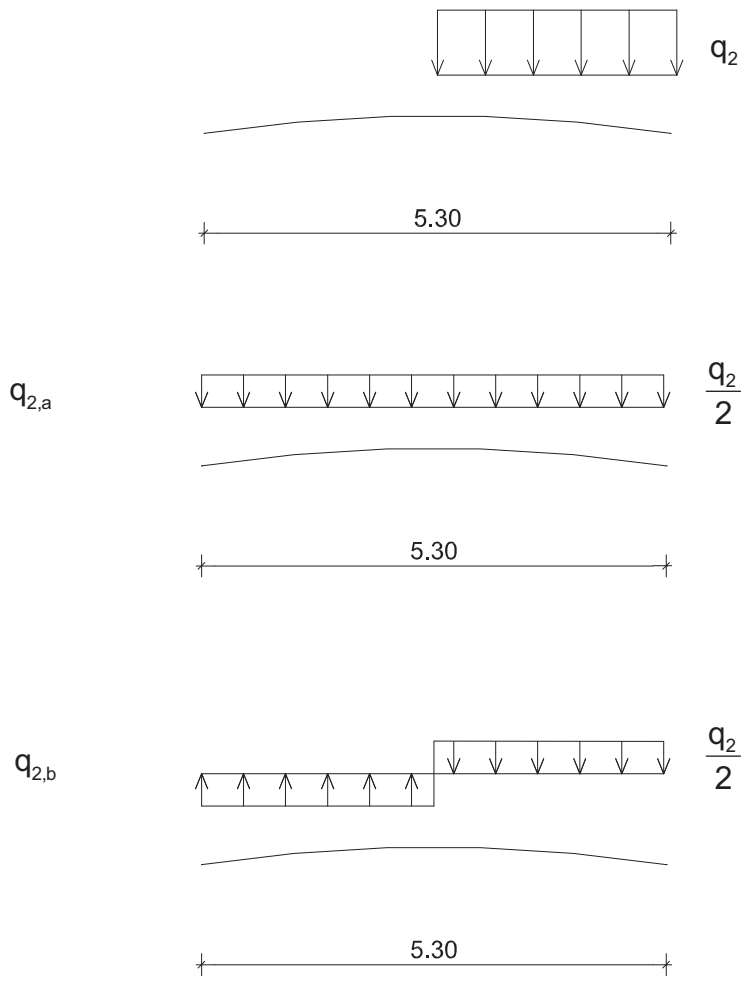


Abbildung 27: Aufteilung des zusätzlichen Lastanteils

Die Normalkräfte im Bogen unter Gleichlast können entweder über den Radius r es Bogens oder übe die Stichhöhe s errechnet werden.

Aus q_1 ergeben sich $M_1 = 0$ und $N_1 = q_1 \cdot r = \frac{q_1 \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{16kN/m^2 \cdot (5{,}3m)^2}{8 \cdot 0{,}4m}$

$N_1 = 140{,}45kN/m$.

Aus $q_{2,a}$ ergeben sich $M_{2,a} = 0$ und $N_{2,a} = \frac{\frac{q_2}{2} \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{6kN/m^2 \cdot (5{,}3m)^2}{8 \cdot 0{,}4m} = 52{,}66kN/m$.

Aus $q_{2,b}$ ergeben sich $M_{2,b} = \frac{\frac{q_2}{2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{6kN/m^2 \cdot (2{,}65m)^2}{8} = 5{,}26kNm/m$ und

$N_{2,b} = 0$. $M_{2,b}$ ist das maximale Moment und tritt in den Viertelspunkten des Bogens auf.

Die Exzentrizität e ist in den Viertelspunkten maximal und ergibt sich somit zu

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{M_{2,b}}{N_1 + N_{2,a}} = \frac{5{,}26\text{kNm}}{140{,}45\text{kN} + 52{,}66\text{lN}} = \underline{0{,}027\text{m}}\,.$$

Solange die Exzentrizitäten e so klein sind, dass die Stützlinie unter unsymmetrischer Last immer noch innerhalb der Kernflächen verläuft, ist der Bogen auch unter dieser Belastung standsicher. Je nachdem, ob sie in der zweiten oder ersten Kernfläche verläuft, treten dabei klaffende Fugen im Bogen auf oder nicht.

Sind die Exzentrizitäten e zu groß, können mehrere Optimierungsmaßnahmen ergriffen werden: Es kann zum einen die äußere Bogenform so an die Stützlinie unter Gleichlast angepasst werden, dass die Bogenachse der Stützlinie entspricht. In diesem Fall können die Exzentrizitäten e aus unsymmetrischen Lasten relativ groß werden, bevor die Stützlinie die Kernflächen verlässt.

Es können zum anderen auch größere Überschneidungen Ü zwischen den Pfählen gewählt werden, so dass sich die Überschneidungsflächen und damit auch die Kernflächen vergrößern.

7.6 Aufnahme des Gewölbeschubs

Sind mehrere unterschiedlich große Bögen nebeneinander angeordnet, bestimmt der größte dieser Bögen den vorherrschenden Gewölbeschub, der auch – nur durch die Mantelreibung entlang der Wand vermindert – am Wand-Ende ankommt. Die kleineren Bögen bilden Stützlinien aus, die einen Gewölbeschub erzeugen, der genauso groß ist, wie der aus dem größten Bogen. Dadurch, dass diese Stützlinien symmetrisch in den beiden Bogenhälften sind, wird der Gewölbeschub unvermindert durch die kleinen Bögen durchgeleitet. Daraus folgt, dass sich rein aus der geometrischen Anordnung der Bögen keine Verminderung des durch den größten Bogen erzeugten Gewölbeschubs ergibt. Es werden nun die Kräfte untersucht, die dem Gewölbeschub und somit auch der Verschiebung der bewehrten Pfähle entlang der Längsachse der Wand entgegenwirken. Folgende Ansätze werden untersucht:

In [11] wird angenommen, dass dieselbe Pfahl-Mantelreibung, die bei einer vertikalen (axialen) Belastung des Pfahls auftritt, auch bei einer horizontalen Belastung (quer zur Achse) auftritt. Hier wird die Mantelreibung aus den Schlagzahlen der schweren Rammsonde ermittelt und als ebenso in horizontaler Richtung wirksam angenommen. Als Reibungsfläche wird die Wandoberfläche angesetzt, gemessen vom Randpfahl des größten Bogens bis zum Ende der Pfahlwand.

Es kann jedoch vor allem bei stark unterschiedlich geschichtetem Baugrund nicht davon ausgegangen werden, dass dieselbe Festigkeit, die in vertikaler Richtung ermittelt wurde, auch in horizontaler Richtung vorliegt. Dennoch wirkt eine noch zu bestimmende Reibung zwischen Wand und Boden der Verschiebung in Wandlängsrichtung entgegen. Auch bei unterirdischen Rohrvortrieben muss der Schneidenkranz immer etwas größer als das Rohr ausgebildet werden, so dass eine thixotrope Schmierung zwischen Rohr und Boden eingebracht werden kann, die einzig dem Zweck dient, die Reibung, die der horizontalen Verschiebung entgegenwirkt, zu verringern. Kleine Verschiebungen, die diese Reibung hervorrufen, treten auch bei den bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwänden durchaus auf.

Als neuer Ansatz wird deswegen eine Gleitreibung zwischen Pfahlwand und Boden angenommen, die sich in Anlehnung an den Nachweis der Gleitsicherheit nach DIN 1054 zu $R_k = N_k \cdot \tan\delta$ ergibt.

Der Wandreibungswinkel δ entspricht bei überschnittenen Bohrpfahlwänden laut EAB [8] dem charakteristischen Wert des effektiven Reibungswinkels φ'. Die Kraft N_k wirkt senkrecht zur Reibungsfläche und entspricht hier der Erddruckkraft auf die Wand.

Insgesamt darf die Beanspruchung parallel zur Gleitfläche, welche sich aus dem Gewölbeschub G ergibt, nicht größer sein als die oben beschriebene Reibungskraft R_k und der Erdwiderstand $E_{ph,k}$ auf die Stirnseite der Wand. Der Nachweis soll im GZ 1B im LF 1 geführt werden:

$$\boxed{G_d \leq R_d + E_{ph,d}}$$

Für den Nachweis wird der Gewölbeschub G über die Tiefe der Baugrube gemittelt. Gewölbeschub erzeugend wirkt die erhöhte aktive Erddruckkraft E_{eh}. Aus Tabelle 10, Seite 45, ergibt sich die Summe der erhöhten aktiven Erddruckkraft oberhalb der Baugruben-

sohle $E_{eh,üBGS}$ zu 91,92 kN/m. Mit den im Kapitel 7.4 ermittelten Werten für die Stützweite l und die Stichhöhe s eines 7er Bogens ergibt sich der Gewölbeschub zu:

$$G_k = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{91{,}92kN/m \cdot (4{,}86m)^2}{8 \cdot 0{,}4m} = 678{,}40kN.$$

Die Reibung zwischen Wand und Boden R_k ergibt sich aus der Erddruckkraft N_k auf die Wand, welche sich aus dem erhöhten aktiven Erddruck auf die unbewehrten und die bewehrten Pfähle sowie dem passiven Erddruck auf die eingebundenen bewehrten Pfähle zusammensetzt. Wie im Kapitel 7.2 beschrieben, wird der belastende Erddruck auf die unbewehrten Pfähle hierbei nur bis zur Baugrubensohle berücksichtigt, der belastende Erddruck auf die bewehrten Pfähle über die gesamte Bohrpfahllänge und der stützende passive Erddruck über die eingebundene Länge der Pfähle. Wird nun der Fall betrachtet, dass neben dem Gewölbeschub erzeugenden 7er Bogen nur noch ein 3er Bogen zur Aufnahme des Gewölbeschubs angeordnet ist, ergeben sich folgende Reibungsflächen:

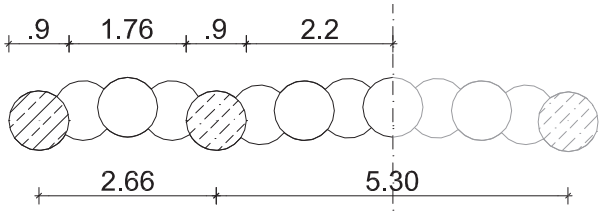


Abbildung 28: Reibungsflächen des Erddrucks

Damit ergibt sich die Beanspruchung senkrecht zur Reibungsfläche zu:

$$N_k = \Sigma(E_{eh,üBGS} \cdot (0{,}9 + 1{,}76 + 0{,}9 + 2{,}2)) + \Sigma((E_{eh,uBGS} + E_{ph,uBGS}) \cdot (0{,}9 + 0{,}9))$$

mit $E_{eh,üBGS} = 91{,}92kN/m$ und

$$E_{eh,uBGS} + E_{ph,uBGS} = 264{,}95kN/m + 1049{,}13kN/m = 1314{,}08kN/m$$

$$N_k = \Sigma(91{,}92kN/m \cdot (0{,}9m + 1{,}76m + 0{,}9m + 2{,}2m)) + \Sigma(1314{,}08kN/m \cdot (0{,}9m + 0{,}9m))$$

$$N_k = 2894{,}80kN$$

Aus der Beanspruchung senkrecht zur Reibungsfläche N_k ergibt sich die Reibung zu $R_k = N_k \cdot \tan\delta$. Für $\delta = \varphi'$ wird ein über die Tiefe der Baugrube gemittelter Wert von 29° angenommen. Somit ergibt sich die Reibung zu $R_k = 2894{,}80\text{kN} \cdot \tan 29° = 1604{,}6\text{kN}$.

Der Erdwiderstand auf die Stirnseite der Wand ergibt sich aus Tabelle 12 zu $E_{ph,k} = 14589{,}46\text{kN/m}$. Mit der rechnerischen Breite des räumlichen Erddrucks $l_{pg}^{Er} = 2{,}36\text{m}$ mutlipliziert, ist $E_{ph,k} = 14589{,}46\text{kN/m} \cdot 2{,}36\text{m} = 34431{,}12\text{kN}$.

Der Nachweis der Aufnahme des Gewölbeschubs durch Gleitreibung zwischen Boden und Wand und den Erdwiderstand an der Stirnseite der Wand ergibt:

$$G_k = 678{,}40\text{kN} \qquad G_d = 678{,}40\text{kN} \cdot 1{,}35 = 915{,}84\text{kN}$$

$$R_k = 1604{,}6\text{kN} \qquad R_d = 1604{,}6\text{kN} / 1{,}10 = 1458{,}7\text{kN}$$

$$E_{ph,k} = 34431{,}12\text{kN} \qquad E_{ph,d} = 34431{,}12\text{kN} / 1{,}40 = 24593{,}65\text{kN}$$

$$G_d \leq R_d + E_{ph,d} \qquad \boxed{915{,}84\text{kN} < 1458{,}70\text{kN} + 24593{,}65\text{kN} = 26052{,}35\text{kN}}$$

Der Nachweis ist erfüllt. Die Bemessungswerte wurden jeweils anhand der Teilsicherheitsbeiwerte im GZ 1B im LF 1ermittelt. Der Teilsicherheitsbeiwert (TSB) für die Reibung entspricht dem TSB des Gleitwiderstands.

Eine andere Überlegung bzgl. der Aufnahme des Gewölbeschubs durch den umgebenden Boden ist die Annahme einer Bettungsreaktion im Boden, die durch die Bewegung der Pfähle erzeugt wird.

Der Bettungsmodul $k_{s,k} = \frac{\sigma}{w}$ ergibt sich aus der im Boden auftretenden Spannung σ im Verhältnis zu den auftretenden Horizontalverschiebungen w. Dabei „dürfen die rechnerischen Normalspannungen $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden […] die Erdwiderstandsspannung $e_{ph,k}$ nicht übersteigen“ [35] und wenn die rechnerische maximale charakteristische Verschiebung $w \leq 2{,}0\text{cm}$ bzw. $w \leq 0{,}03 \cdot D_s$ mit D_s als Pfahldurchmesser ($D_s \leq 1{,}0\text{m}$). Bei der Annahme einer Bettungsreaktion stellt sich jedoch die Frage, welche Fläche so gegen den Boden gedrückt wird, dass Bettung aktiviert wird. Die Verschiebung in Wandachsenrichtung findet zwar statt, jedoch ist hier die Fläche der Pfähle, die gegen den Boden drü-

cken sehr gering, weil die Bögen sehr flach sind. Bei den Ergebnissen der Simulationen wird sich später noch zeigen, dass eine Bettung stattfindet, jedoch dort, wo sich die Bögen aufwölben und durch den umgebenden Boden in ihrer Form und Lage stabilisiert werden. Vorerst wird die Bettung nicht weiter berücksichtigt.

Interessant bei der Betrachtung der Aufnahme des Gewölbeschubs durch den Boden sind auch Versprünge in der Wand, wo ebenso der angrenzende Boden den Gewölbeschubkräften entgegenwirken muss. An Wand-Enden oder Versprüngen können dann auch zusätzliche Bögen angefügt werden, die dazu dienen, den ankommenden Gewölbeschub teilweise in seiner Richtung umzulenken und somit dosiert an den Boden abzugeben. Wie auch bei der Bogenform der überschnittenen Bohrpfahlwand, wird hier die Bogenform genutzt, um Druckkräfte nicht geradlinig weiterzugeben, sondern leicht umzulenken. Dadurch wird an jedem zusätzlichen Pfahl ein Teil der Kraft an den Boden abgegeben und der andere Teil der Kraft im Bogen weitergegeben. Dies wird im Folgenden in den Simulationen Variante 8 und Variante 12 des Modells B in Kapitel 8.7 weiter untersucht.

Unter den hier getroffenen Annahmen, ist auch ein erweiterter, aber ebenso flacher Bogen, der neun unbewehrte Zwischenpfähle besitzt, durchaus denkbar und standfest:

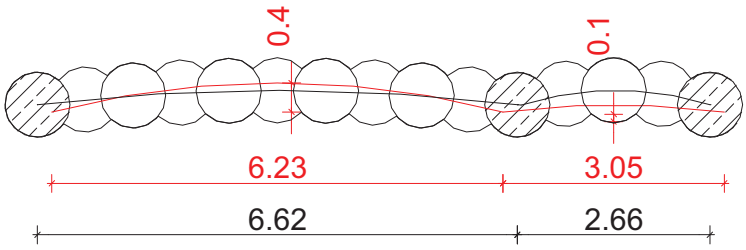


Abbildung 29: 9er und 3er Bogen mit Stützlinien (rot) und Bogenachsen (schwarz)

Sein Gewölbeschub ergibt sich zu

$$G_k = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{91{,}92\text{kN/m} \cdot (6{,}23\text{m})^2}{8 \cdot 0{,}4\text{m}} = 1114{,}9\text{kN} \quad G_d = 1114{,}9 \cdot 1{,}35 = 1505{,}11\text{kN}.$$

Dieser Gewölbeschub kann auch allein durch den Erdwiderstand an der Stirnseite der Wand $E_{ph,d} = 34431{,}12\text{kN} / 1{,}40 = 24593{,}65\text{kN}$ kompensiert werden.

Die Aufnahme des Gewölbeschubs ist demnach auch für einen 9er Bogen gesichert.

Es sollen im Folgenden verschiedene Varianten von Bogen-Kombinationen mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS 2D modelliert und simuliert werden. Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Verschiebungen und Spannungen im Boden um die Bögen herum darzustellen. Nach Möglichkeit soll die Standsicherheit des Systems bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand nachgewiesen werden.

8. Numerische Modellierung des Systems mit PLAXIS 2D

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) hat sich in den letzten Jahren zu einem Standardwerkzeug entwickelt. Im geotechnischen Ingenieurbau wird sie für Verformungs- und Gebrauchstauglichkeitsberechnungen eingesetzt, vor allem bei Baugruben mit schwierigen geometrischen Abmessungen. Die FEM wird auch verwendet, um Größe und Verteilung des Erddrucks und die damit einhergehenden Verformungen von Baugrund und Bauwerk zu berechnen. Der Erddruck kann dann weiterhin auch als Einwirkung auf ein Stabwerksmodell aufgegeben werden, um z. B. die Baugrubensicherung zu bemessen. Dadurch, dass die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk miteinbezogen wird, können die zu erwartenden Formänderungen wirklichkeitsnäher erfasst werden als mit herkömmlichen Berechnungsansätzen.

Die Ergebnisse sind jedoch stets kritisch zu hinterfragen und durch Überschlagsrechnungen zu überprüfen. [27] Modellannahmen und Parameter sollten so variiert werden, dass ihr Einfluss auf die Ergebnisse abgeschätzt werden kann. Der Arbeitskreis 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ hat Empfehlungen und Berechnungsbeispiele herausgegeben [25], [26], [27], [37]und [38]. Die folgende Beschreibung des Vorgehens orientiert sich an diesen Empfehlungen, speziell am Abschnitt 3 „Baugruben“ [27].

8.1 PLAXIS 2D – das Programm

Für die Simulation wurde das Programm PLAXIS 2D 2010 [30] gewählt. PLAXIS 2D ist ein zweidimensionales, iteratives FEM-Programm, das speziell für nicht-lineare und zeitabhängige Verformungs- und Stabilitätsuntersuchungen im geotechnischen Bereich entwickelt wurde. Es stehen zwei zweidimensionale Modellierungsmöglichkeiten zur Verfügung: eine ebene und eine axialsymmetrische.

Bauwerksgeometrie, Bodenschichtungen, Wasserstände, Lasten, vorgegebene Verschiebungen und Lagerbedingungen sowie die einzelnen Materialparameter werden vom Benutzer festgelegt. Das vom Benutzer erstellte geometrische Modell, welches die Geometrie von Boden und Bauwerk, Wasser- und Aushubzuständen enthält, wird automatisch vernetzt, wobei die Vernetzungsfeinheit wählbar ist. Für die Berechnung sind zusätzlich die Stoffgesetze und Berechnungsmethoden zu wählen, nach denen gerechnet wird.

Räumliche Wirkungen von Ankern und Steifen oder Baugrubenecken bleiben im zweidimensionalen Modell unberücksichtigt. Es muss daher zuerst geprüft werden, ob die Vereinfachung des Systems auf ein 2D-Modell zulässig ist.

Geometrie

In einem ersten Arbeitsgang muss der Nutzer geometrische Vereinfachungen eines komplexen geotechnischen Systems treffen, vor allem, da das räumliche System zweidimensional dargestellt und berechnet werden soll. Sind Symmetrien vorhanden, sollten diese genutzt werden, um das numerische Modell so einfach wie möglich und den Rechenaufwand gering zu halten. Ebenso sollten nur die wesentlichen Einflüsse abgebildet werden. Räumliche Einflüsse müssen abgeschätzt werden. Formänderungen senkrecht zur Ebene werden in ebenen Modellen vernachlässigt, da sie als ausreichend klein angenommen werden; so z. B. bei Baugrubensicherungen in Längsrichtung. Im vorliegenden Fall der bogenförmigen, überschnittenen Bohrpfahlwände ist dies in einem zweiten Berechnungsschritt und –modell zu überprüfen.

Berechnungsausschnitt und Randbedingungen

Der Berechnungsausschnitt muss so groß gewählt werden, dass seine Grenzen keinen Einfluss auf die Kraft- bzw. Verformungsfiguren der betrachteten Elemente haben, d. h. „dass die auf den Primärspannungszustand folgenden Rechenschritte an den Berandungen keine nennenswerten Änderungen der Spannungen beziehungsweise Verformungen bewirken.“ [27] Die notwendige Größe des Berechnungsausschnitts ist abzuschätzen und zu überprüfen. Bei Baugruben sollte der Bereich zwischen dem Baugrubenrand und dem Rand des Berechnungsausschnitts etwa das Zwei- bis Dreifache der Baugrubenbreite bzw. –tiefe betragen. Die Randbedingungen sind in horizontale und vertikale Auflager sowie Einspannungen zu unterteilen und so einzusetzen, dass ein statisch bestimmtes System entsteht.

Diskretisierung

Die Vernetzung (Meshing), d. h. die Einteilung der geometrischen Bereiche in diskrete Elemente, wird für die Phase der Modellfindung relativ grob gewählt, um die Rechenzeiten überschaubar zu halten. Für genauere Berechnungen und Nachweise wird die Netzfeinheit zu „mittel“ gesetzt und kann an den entscheidenden Punkten, z. B. im erdseitigen Nahbereich der Wand sowie am Fußauflager des Verbaus, lokal verfeinert werden (local refinement), um exaktere Ergebnisse zu erhalten. Die Ergebnisse sind umso genauer, je

feiner die Netzeinteilung und je höher die Ansatzfunktionen der Elemente gewählt sind. Bauzustände und auch Konstruktionselemente, die erst später eingebaut werden, sollten in der Diskretisierung bereits berücksichtigt werden, so dass sie bereits als Netzlinien definiert sind und somit ein Neudimensionieren der Matrizen und Vektoren vermieden wird. [7] Das Programm PLAXIS generiert das Netz selbstständig, bei der Einstellung mittel (medium) werden etwa 250 Elemente erzeugt, bei der Einstellung fein (fine) etwa 500. [7]

Primärspannungszustand

Der Primärspannungszustand ist der Spannungszustand, der vor Baubeginn im Boden herrscht. Er ist abhängig von der Wichte und den mechanischen Eigenschaften des Baugrunds und sollte möglichst zutreffend ermittelt werden. Andere Einflüsse wie geologische Vorbelastungen, Scherzonen, Sickerströmungen u. v. m. sind [25] zu entnehmen. Der Primärspannungszustand wird in der sog. K_0-Prozedur anhand des Seitendruckbeiwerts K_0 in einem ersten Schritt der FE-Berechnung ermittelt (K_0 = 0,35 … 0,65; für $\nu = 0{,}33 \rightarrow K_0 = 0{,}5$). Für die weiteren Berechnungen werden (zumeist) alle Verformungen, die aus dem Primärspannungszustand resultieren, zu Null gesetzt.

Bauzustände

Der Bauvorgang wird üblicherweise in mehreren weiteren Schritten simuliert, welche sich an charakteristischen Bau- bzw. Aushubzuständen orientieren. Um den stufenweisen Aushub nachzubilden, werden die Steifigkeiten und Spannungen der jeweiligen Elemente inaktiviert. „Die Spannungen dieser Elemente werden zu Null gesetzt. Das Ändern der Dimension der Gesamtsteifigkeitsmatrix im Nachhinein wird vermieden, indem Knotenpunkte innerhalb des Aushub- oder Ausbruchbereiches fixiert und die Elementsteifigkeitsmatrizen der dann inaktiven Elemente durch Einheitsmatrizen ersetzt werden.“ [25]

Wahl des Stoffmodells

„Stoffgesetze stellen eine Verknüpfung von Spannungen und Formänderungen dar und sollen das tatsächliche Materialverhalten eines Stoffs möglichst zutreffend approximieren.“ [25] Für Vorentwürfe werden die jeweiligen Stoffparameter aus der Fachliteratur entnommen, für den Ausführungsentwurf müssen sie aus geotechnischen Untersuchungen ermittelt werden. Um grundsätzliche Aussagen zum Kraftfluss innerhalb des Systems oder der Interaktion von Baugrund und Bauwerk zu treffen, können auch einfache linear elastische Stoffmodelle verwendet werden. Linear-elastisch-ideal-plastische Ansätze sind

zur Beschreibung von Grenzzuständen im Allgemeinen noch ausreichend, für Verformungsberechnungen jedoch nur bedingt geeignet. Für diese ist ein nichtlineares, plastisches Stoffmodell zu verwenden, für nichtlineares Stoffverhalten ist (bei Erstbelastung) ein vom Spannungsniveau abhängiger E-Modul zu wählen.

Dokumentation

Die Dokumentation der Modellierung, der Simulation und der Ergebnisse sollte eindeutig und gewissenhaft durchgeführt werden, um ein Nachvollziehen und Überprüfen möglich zu machen. Laut [25] sollten in der Dokumentation übersichtlich und eindeutig

- die Abmessungen des Berechnungsausschnittes und des Bauwerks, Art und Lage des Koordinatensystems, Lagerbedingungen an den Netzrändern,
- Materialeigenschaften und alle Stoffparameter, Darstellung der Materialverteilung, Stoffgesetze, ggf. mit Literaturhinweisen,
- Einwirkungen, Annahmen bzgl. des Primärspannungszustandes,
- Berechnungsablauf, Berechnungstyp (ebener Verformungs- oder Spannungszustand, rotationssymmetrische Berechnung, räumliche Berechnung, geometrische Nichtlinearität), einzelne Berechnungsschritte (z. B. Bauphasen), verwendete Methode (iteratives od. inkrementelles Vorgehen), Abbruchkriterien, Ergebnisdarstellung je Berechnungsschritt,
- Vorzeichenkonvention, Maßeinheiten, Knotenverschiebungen, Elementspannungen, Schnittgrößen, Elementdehnungen, Auflagerreaktionen und Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen

enthalten sein.

Bevor allerdings die Modellierung und Dokumentation des Beispielprojektes beginnen kann, muss eine Lösung dafür gefunden werden, in welcher Art und Weise das dreidimensionale Modell der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand in der Ebene aussagekräftig abgebildet werden kann. Um die verschiedenen Richtungen des Kraftflusses in der Bohrpfahlwand darzustellen, ist es unumgänglich, zwei zweidimensionale Modelle zu bilden. Die Modellfindung und das allgemeine Vorgehen sind im folgenden Kapitel 8.2 erläutert.

8.2 Auftrennung des Systems in zwei Teilmodelle

Für die Modellfindung muss zunächst überlegt werden, welche Schnitte durch Boden und Bohrpfahlwand aussagekräftige Ergebnisse zum Kraftverlauf innerhalb des Bogens und zur Kraftübertragung zwischen Bogen und Boden liefern können. Der klassische vertikale Schnitt quer durch die Baugrube stellt Einwirkungen und Verformungen senkrecht zur Wandlängsachse dar, jedoch bleiben Einflüsse aus der Bogenform unberücksichtigt. Um auch die Bogenform zu berücksichtigen, wird eine Berechnung des Systems in zwei Schritten gewählt, um das räumliche System in angemessener Weise zweidimensional zu repräsentieren.

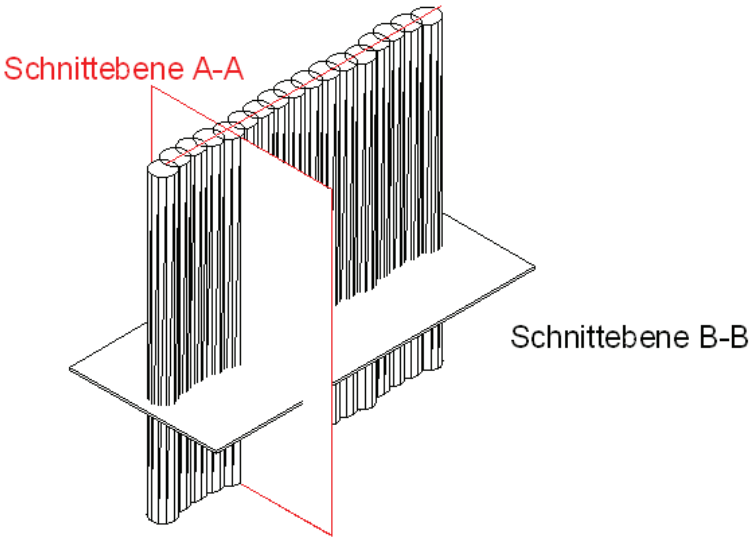


Abbildung 30: Schnittführung A-A und B-B

Modell A (Schnitt A-A) stellt die Baugrubenwand im Längsschnitt dar, Modell B (Schnitt B-B) einen Querschnitt durch den Bogen (siehe Abbildung 30). So soll die Modellierung des Schnitts A-A die Belastung auf die Baugrubenwand durch Erd- und Wasserdruck in den einzelnen Aushub- und Aussteifungszuständen mit variablem Wasserstand innerhalb der Baugrube simulieren. Die Verformungen, die sich aus Modell A ergeben, sind jedoch nicht realistisch, da sich hier die Bogentragwirkung nicht darstellen lässt. Somit können aus diesem Modell auch keine verlässlichen Werte für die Bodensteifigkeit hinter der Wand ermittelt werden.

Modell B (Schnitt B-B) soll die Geometrie der Bögen und den Kraftfluss innerhalb der Wand darstellen (siehe Abbildung 31).

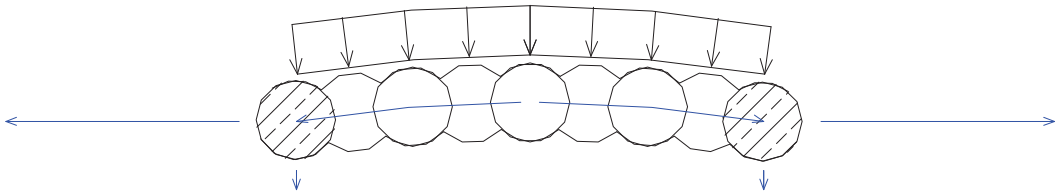


Abbildung 31: Kraftfluss im Bogen, Auflagerkräfte an den bewehrten Bohrpfählen

Der Horizontalschnitt (Modell B) simuliert den im Bogen entstehenden Gewölbeschub, der teilweise durch die Mantelreibung kompensiert wird (zur Stützlinie siehe auch Kapitel 3.1 und 7.3, zum Gewölbeschub siehe auch Kapitel 3.2, 7.4 und 7.6). Der Bogen wird mit den in Modell A ermittelten Erddruckkräften beaufschlagt. Als Ergebnis sollen die sich ergebenden Verformungen und Spannungen im Bogen und an den Kämpfern ermittelt werden. Es wird also der Bogen im Querschnitt unter einer radial wirkenden Gleichlast aus Erddruck dargestellt (Lastform siehe auch Kapitel 7.3). Die dritte Dimension, im Modell B also die Länge der Pfähle, wird vom Programm als unendlich lang angenommen, so dass sich aus dieser Richtung keine Verformungseinflüsse ergeben. Allerdings kann im Modell B auch keine Einspannung der Bohrpfahlwand im Fußbereich der Pfähle simuliert werden, da die Lagerbedingungen in z-Richtung konstant sind.

Allgemeines Vorgehen:

1. Erddruckermittlung (Modell A), Spannungen im Baugrund

   Exemplarische Ermittlung der veränderlichen Steifigkeit in Abhängigkeit vom Abstand zur Baugrubenwand

2. Bogenform optimieren (Modell B), die Bogenform ist dann zulässig und gut, wenn unter gleichmäßiger Belastung nur kleinste Exzentrizitäten auftreten

3. Gewölbeschub und Einfluss der Mantelreibung bzw. Bettung ermitteln (Modell B)

8.3 Modellierung Modell A

Die Simulationen am Modell A sollen die Baugrubenumschließung aus Bohrpfahlwänden einer 7,0 m tiefen und 5,50 m breiten ausgesteiften Baugrube darstellen. Die Seiten der Baugrube werden durch 10,0 m bis 14,0 m lange Bohrpfähle begrenzt, welche je nach Stützweite des Bogens in verschiedenen Abständen (2,66 m bis 5,3 m; siehe Tabelle 1, Seite 26), durch horizontale Aussteifungen gegeneinander abgestützt werden.

Spannungszustand: Die Abmessungen der Baugrube in Längsrichtung sind groß, so dass ein ebener Verformungs- oder Spannungszustand (plane strain) vorliegt. Als Netz-Elemente werden 15-knotige Dreieckselemente (15-node) gewählt. Die Netzfeinheit wird zu mittel (medium) gesetzt.

Einheiten: Alle Maße, Lasten, Spannungen und Steifigkeiten sind in Metern [m] und Kilo-Newton [kN] bzw. in den entsprechenden Einheiten [kN/m²], [kNm], [kNm²] usw. angegeben.

Vorzeichenkonvention: Die in PLAXIS 2D herrschende Vorzeichenkonvention orientiert sich bzgl. der Lage- und Richtungsangaben am Koordinatensystem. Druckkräfte und –spannungen werden mit negativem Vorzeichen, Zugkräfte und -spannungen mit positivem Vorzeichen gekennzeichnet.

Lasten: Entlang des äußeren Baugrubenrandes stehen folgende Nutzlasten an: eine großflächige Gleichlast aus Baustellenverkehr und Baubetrieb p_k = 10 kN/m² als ständige Last und eine zusätzliche Ersatzstreifenlast aus Baggern und Hebezeugen q_k = 35 kN/m² (entspricht 25 t Betriebsgewicht). Die Streifenlast hat eine Breite b = 1,88 m bei einem Abstand a = 0,6 m vom Baugrubenrand. Laut EB 104 der EAB [8] dürfen im Grenzzustand (GZ) 1B veränderliche Einwirkungen in ständige Einwirkungen umgewandelt werden, indem sie mit einem Faktor $f_q = \gamma_Q / \gamma_G$ der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte multipliziert werden. f_q beträgt im Lastfall 2: 1,3 / 1,2 = 1,08. Demnach ergibt sich aus der Last aus Baggern und Hebezeugen eine ständige Last von $p_{k,2} = 1{,}08 \cdot 35$ kN/m² = 37,8 kN/m². Der Erddruck aus dieser ständigen Last $p_{k,2}$ wird nun mit dem Erddruck infolge Bodeneigengewicht, Kohäsion und der ständigen Gleichlast p_k überlagert.

Baugrund und Grundwasser: Der Baugrund von oben nach unten besteht aus zwei Metern Auelehm, es schließen sich drei Meter eines fluviatilen Sand-Kies-Gemisches an, darunter stehen verwitterte und angewitterte Horizonte eines dem Buntsandstein zugeordneten Tonsteins an, welche in der Modellierung durch sieben Meter angewitterten

Tonstein und darunter zwölf Meter zersetzten Tonstein erfasst wurden. In der Tiefe von 24,0 m endet das Modell.

Gemäß den Bodenschichten, den späteren Aushubzuständen und dem Grundwasserniveau wird der Baugrund in Cluster eingeteilt. Dies sind Bereiche gleicher Eigenschaften, die je nach Simulationsphase aktiviert oder deaktiviert werden können.

Es steht Grundwasser etwa 1,0 m unter der Geländeoberkante (GOK) an. Der Aushub wird unter Wasser vorgenommen, die Baugrube wird erst dann gelenzt, wenn der Aushub vollendet ist. Der Einsatz einer Unterwasserbetonsohle wird nicht modelliert und simuliert. Als unteres horizontales Auflager für die Wand wird hier ausschließlich der Boden betrachtet.

Hydraulischer Grundbruch wird nicht untersucht, da es im Programm PLAXIS 2D bisher kein Zugspannungskriterium gibt und somit die beim hydraulischen Grundbruch auftretenden Zugspannungen im Boden nicht berechnet werden können. Für den Nachweis des hydraulischen Grundbruchs wird generell das Verhältnis des Eigengewichts des betrachteten Bodens zum aufwärts gerichteten Strömungsdruck gebildet. Sind die nach oben gerichteten Kräfte größer, tritt hydraulischer Grundbruch ein. Bei PLAXIS 2D werden allerdings wie erwähnt nur Druckspannungen berechnet.

Der Lastfall „Wasserdruck von innen – kein Erddruck von außen“ muss planerisch ausgeschlossen werden. D. h. um die Standsicherheit der Baugrubenwände zu gewährleisten, müssen die Bohrpfahl-Bögen stets auf Druck und nicht auf Zug belastet sein.

Abbildung 32 auf der folgenden Seite zeigt den für Modell A modellierten Berechnungsausschnitt ohne die Gleichlasten auf der Geländeoberkante.

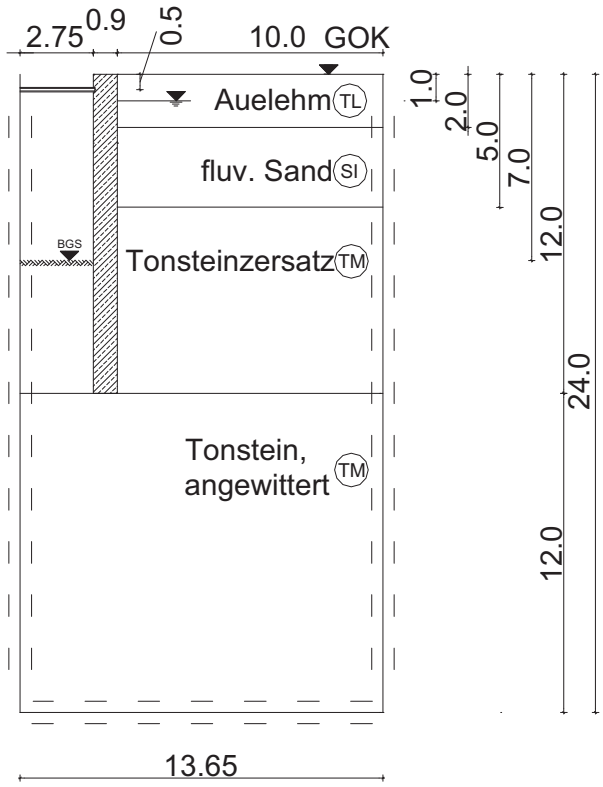


Abbildung 32: Berechungsausschnitt Modell A (ohne Lasten dargestellt)

Berechnungsausschnitt: Da die Geometrie symmetrisch ist, wird nur eine Seite in der Berechnung berücksichtigt. Der Berechnungsausschnitt sollte zwei- bis dreimal so breit und tief sein wie die Baugrube, deshalb wurde diese in ihrer Symmetrieachse geschnitten. Es ergibt sich ein Ausschnitt von 2,75 m links der Baugrubenwand, 10,0 m rechts der Baugrubenwand und 24,0 m Tiefe (siehe Abbildung 32). An den vertikalen, seitlichen Rändern des Berechnungsausschnittes werden horizontal verschiebliche Lager und am unteren Rand unverschiebliche Lagerbedingungen angenommen. In einigen (Vor-) Simulationen wurde sichergestellt, dass die äußeren Grenzen des Modells keinen Einfluss auf Größe und Verlauf der Spannungen und Verformungen haben.

Vernetzung: Die Vernetzungsfeinheit wird zu mittel (medium) gesetzt. Für die Netzgenerierung sollten alle Aushubniveaus bereits im Modell vorgesehen sein. Die Netzgenerierung wird von PLAXIS automatisch durchgeführt. Die Elemente wurden als 15-knotige Dreieckselemente festgelegt. Die Netzfeinheit, die zur vorangegangenen Modellfindung eingestellt wurde, war grob (coarse). In Abbildung 33 sind das Modell, die Vernetzung und der Berechnungsausschnitt noch einmal nebeneinander dargestellt.

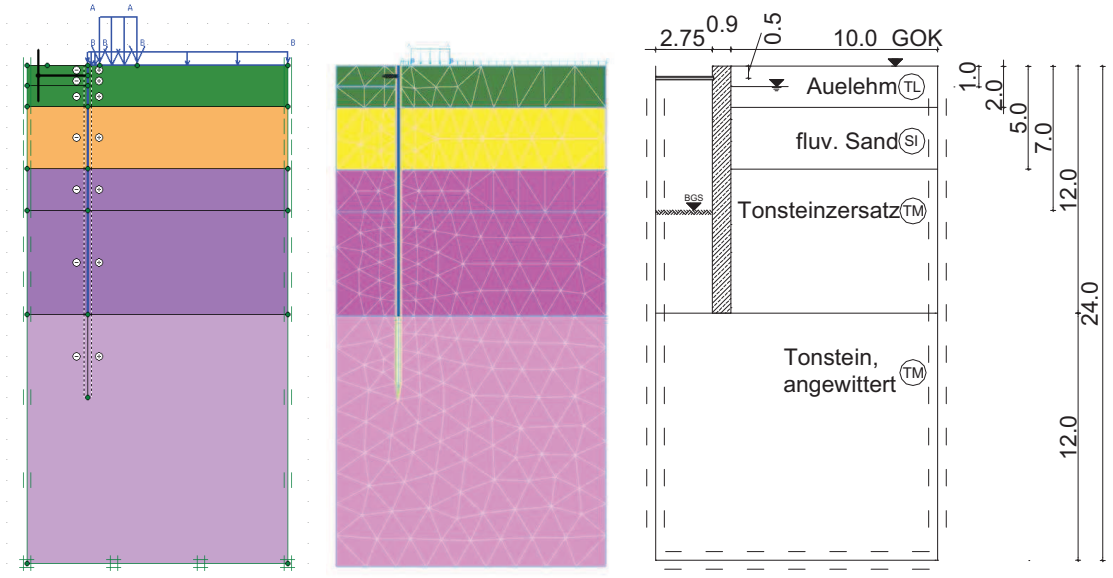


Abbildung 33: Modell A (Einbindetiefe 5,0 m), Vernetzung, Berechungsausschnitt

Koordinatensystem: Das kartesische Koordinatensystem X-Y (x in horizontaler Richtung und y in vertikaler) ist so gewählt, dass der Koordinatenursprung auf der Symmetrieachse der Baugrube liegt und in der Höhe 0,0 m ü NN liegt.

Bau- und Aushubphasen: Die Bau- und Aushubphasen jeder Simulation werden folgendermaßen festgelegt:

0. Phase: Primärspannungszustand
1. Phase: Einbringen der Bohrpfahlwand
2. Phase: erster Teilaushub
3. Phase: Einbringen der Aussteifung
4. Phase: Teilaushub bis zur Schichtgrenze Sand - Tonstein
5. Phase: zusätzliche (ständige) Streifenlast $p_{k,2}$ aus Baggern und Hebezeugen
6. Phase: Aushub bis zur Baugrubensohle (nur p_k als zusätzliche Gleichlast)
7. Phase: Lenzen der Baugrube
8. Phase: zusätzliche (ständige) Streifenlast $p_{k,2}$ aus Baggern und Hebezeugen

Die 1. bis 4. Phase sind in Abbildung 34 und die 5. bis 8. Phase in Abbildung 35 darge-

stellt. In den Simulationen, in denen eine Baugrubenwand ohne Aussteifungen betrachtet wird, entfallen die 2. Phase (erster Teilaushub) und die 3. Phase (Einbringen der Aussteifung). In den Simulationen, in denen die Aussteifung tief liegt, entfällt die 2. Phase (erster Teilaushub). Die 3. Phase ist in diesem Fall Aushub bis zur Schichtgrenze Auelehm – Sand (2,0 m tief), die 4. Phase Einbringen der Aussteifung. Die Last aus Baggern und Hebezeugen $p_{k,2}$ wird nur in der 5. Phase (zusätzliche ständige Streifenlast) und 8. Phase (zusätzliche ständige Streifenlast) temporär aktiviert. Dies hat den Hintergrund, dass untersucht werden soll, wie stark und in welcher Tiefanlage sich der Erddruck durch die Last aus Baggern und Hebezeugen verändert. Diese Ergebnisse über den Einfluss der zusätzlichen Last fließen dann in die Betrachtung der veränderten Stützlinie unter unsymmetrischer Last ein (siehe auch Kap. 7.5).

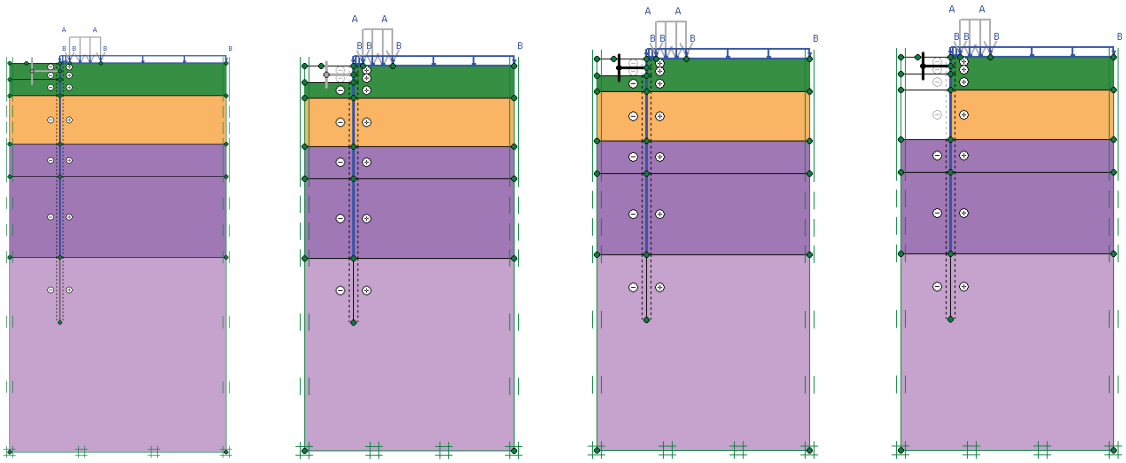


Abbildung 34: 1. bis 4. Phase

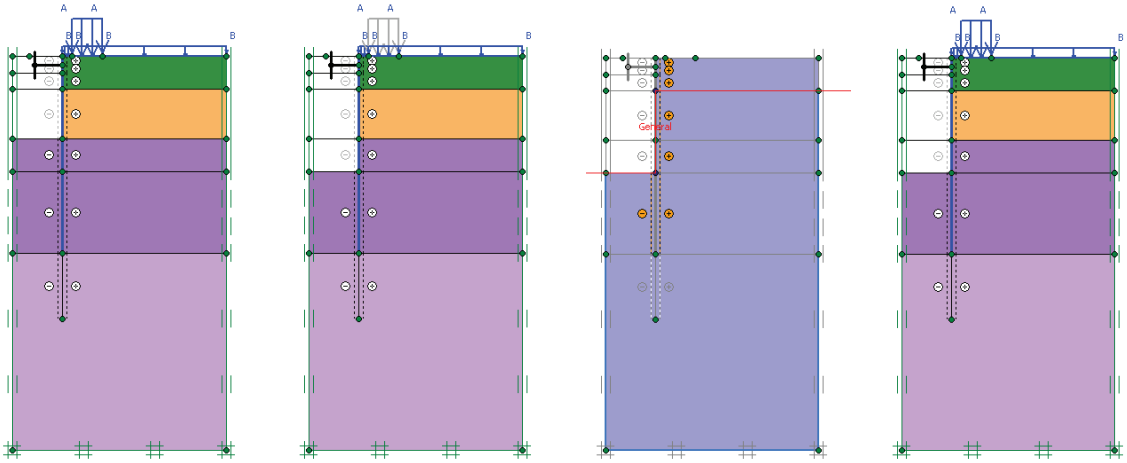


Abbildung 35: 5. bis 8. Phase (7. Phase: Lenzen der Baugrube, Wasserstand ist rot eingezeichnet)

Ausgehobene Schichten und noch nicht eingebaute Elemente oder in dieser Phase nicht auftretende Lasten sind in Abbildung 34 und Abbildung 35 sehr hell dargestellt, d. h. sie sind deaktiviert. Im dritten Bild der Abbildung 35 sind die Interfaces der Baugrubenwand aktiviert, d. h. sie sind wasserundurchlässig. Mit dem Ziel, die erforderliche Einbindetiefe t_0 und die günstigste Aussteifungslage h_A iterativ zu bestimmen, werden im Folgenden verschiedene Varianten des Modells A betrachtet.

Modellierung der Baugrubenwand: Die überschnittene Bohrpfahlwand wird durch Plattenelemente modelliert, wobei die Schnittführung durch einen bewehrten Pfahl verläuft. Entsprechend sind die Materialeigenschaften gewählt:

Tabelle 13: Materialparameter der Pfahlwand (Plattenelement)

Parameter	Name	Wert	Einheit
Material-Verhalten	Materialtyp	elastoplastisch	-
Dehnsteifigkeit	EA	1,9 E 07	kN/m
Biegesteifigkeit	EI	5,7 E 05	kNm²/m
Wichte	γ	17,5	kN/m
Querdehnzahl	ν	0,15	-

Die Aussteifungen werden aus Stahl modelliert und haben folgende Materialparameter:

Tabelle 14: Materialparameter der Aussteifungen

Parameter	Name	Wert	Einheit
Material-Verhalten	Materialtyp	elastisch	-
Dehnsteifigkeit	EA	1,26 E 06	kN
Abstand	$L_{spacing}$	5,30	m

Modellierung des Übergangs Baugrubenwand – Baugrund: Zwischen Boden und Wand wurden Interface-Elemente eingesetzt, um die Interaktionen zwischen ihnen zu modellieren. Über die Interface-Elemente kann im Übergangsbereich zwischen Wand und Boden eine reduzierte Scherfestigkeit modelliert werden, falls die Wand glatt oder gar schmierig ist, d. h. wenn die Wandreibung geringer ist als die Bodenscherfestigkeit.

Im vorliegenden Fall kann von einer Verzahnung der Ortbetonwände mit dem Boden ausgegangen werden und die Scherfestigkeit wurde nicht reduziert (Einstellung: strength = rigid (unnachgiebig)). Die Interface-Elemente werden ebenfalls dazu eingesetzt, um Spannungsspitzen, die sich berechnungstechnisch an Geometrieecken wie hier am

Wandfuß ergeben, zu glätten. Hierfür werden die Interface-Elemente über die Geometrieecke bzw. den Wandfuß hinaus geführt. Dies erlaubt eine ausreichende Verformungsfreiheit und liefert eine realistischere Spannungsverteilung. Die Interface-Elemente werden zudem eingesetzt, um der Wand wasserundurchlässige Eigenschaften zuzuweisen. Dies geschieht im Menü „Grundwasserverhältnisse“, indem die Interface-Elemente in dieser Einstellung aktiviert werden.

Modellierung des Baugrunds: Für die Modellierung der Bodenschichten werden die Baugrundparameter des Beispielprojekts eingesetzt:

Tabelle 15: Materialparameter der Bodenschichten

Parameter	**Name**	**Auelehm**	**fluviatiler Sand**	**Tonstein, zersetzt**	**Tonstein, angewitt.**	**Einheit**
Generell						
Material-Modell	Modell	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Material-Verhalten	Typ	drainiert	drainiert	drainiert	drainiert	-
Wichte, ungesättigt	γ_{unsat}	18,0	19,0	21,0	21,0	kN/m³
Wichte, gesättigt	γ_{sat}	19,0	21,0	22,0	22,0	kN/m³
Porenzahl, initial	e_{init}	0,5	0,5	0,5	0,5	-
Parameter						
Elastizitätsmodul, einaxial	E’	2.492	44.570	25.000	83.333	kN/m²
Querdehnzahl	ν'	0,35	0,30	0,25	0,25	-
Schubsteifigkeit	G	923	17.140	10.000	33.333	kN/m²
Steifemodul (Ödometer)	E_{oed}	4.000	60.000	30.000	100.000	kN/m²
Kohäsion, konst.	c'_{ref}	5,0	5,0	20,0	50,0	kN/m²
Reibungswinkel	φ'	22,0	22,0	27,0	27,0	°
Dilatanzwinkel	ψ	0,0	0,0	0,0	0,0	°
Durchlässigkeiten						
Durchl. (horizontal)	k_x	0,0	0,0	0,0	0,0	m/Tag
Durchl. (vertikal)	k_y	0,0	0,0	0,0	0,0	m/Tag
Interface						
Interface-Scherfestigkeit	-	unnachg.	unnachg.	unnachg.	unnachg.	-
Scherf.-reduktions-Faktor	R_{inter}	1,0	1,0	1,0	1,0	-
Primärspannung						
K_0-Berechnung	-	automat.	automat.	automat.	automat.	

Berechnungsmodell: Folgende Berechnungsmodelle und Einstellungen werden gewählt: Die K_0-Prozedur ist die Berechnung des Primärspannungszustands anhand des Seitendruckbeiwerts $K_0 = 0,5$, welcher durch das Bodengewicht und die Entstehungsgeschichte bestimmt wird. „Dieser Spannungszustand ist durch die effektiven Vertikalspannungen $\sigma'_{v,0}$ und die ursprünglichen effektiven Horizontalspannungen $\sigma'_{h,0}$ charakterisiert, die sich über den Erdruhedruckbeiwert K_0 aus den Vertikalspannungen ergeben ($\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0}$)." [7] Für die weiteren Berechnungen werden alle Verformungen, die aus dem Primärspannungszustand resultieren, zu Null gesetzt.

Alle weiteren Phasen der Simulationen werden nach dem Mohr-Coulomb'schen Spannungsmodell berechnet. Alternativ wurden auch einige Voruntersuchungen mit dem Hardening-Soil-Spannungsmodell simuliert. Jedoch wurde das Mohr-Coulomb'sche Modell, mit seinen über die Schichtdicken unveränderlichen Eigenschaften für ausreichend genau befunden.

Die Einstellung „Staged Construction" erlaubt die Simulation der phasenweisen Herstellung, bzw. die Berechnung „sich ändernder Belastungen und Konstruktionen sowie von Aushubabläufen." [7] Alle Verformungen werden plastisch betrachtet. Alle Simulationen werden im dränierten Zustand geführt.

8.4 Variationen Modell A

Die einzelnen Simulationen unterscheiden sich dadurch, dass folgende Werte variiert werden, im Bestreben, sie optimal aufeinander abzustimmen:

- die Höhenlage der Aussteifungen h_A bezogen auf die Oberkante (OK) der Bohrpfahlwand sowie
- die Einbindetiefe t_0 der Wand.

Die Baugrundschichtung sowie die Tiefe der Baugrube (7,0 m) bleiben währenddessen unverändert. Die Baugrubenwand stellt somit im Bereich der bewehrten Bohrpfähle einen Träger auf zwei Stützen dar, dessen Auflager zum einen die Aussteifung gegen die andere Baugrubenwand ist und zum anderen der Boden im Bereich des Erdauflagers.

Folgende Varianten werden modelliert und simuliert:

Variante 1: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, t_0 = 5,0 m

Variante 2: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, t_0 = 4,0 m

Variante 3: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, t_0 = 3,0 m

Variante 4: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 1,75 m, t_0 = 3,0 m

Variante 5: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 1,75 m, t_0 = 3,5 m

Variante 6: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, t_0 = 6,0 m

Variante 7: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, t_0 = 7,0 m

Variante 8: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, t_0 = 8,0 m

Es wird nun zusätzlich ein anderer Bereich der Baugrube betrachtet, nämlich der Einlaufbereich der Wasserkraftanlagen. Hier beträgt die Aushubtiefe lediglich 4,0 m, es können jedoch aufgrund der Baugrubengeometrie keine Aussteifungen eingebracht werden. Nötigenfalls könnten Anker gesetzt werden, dies soll jedoch möglichst vermieden werden.

Variante 9: BGS 4,0 m u GOK, keine Aussteifung, t_0 = 4,0 m

Variante 10: BGS 4,0 m u GOK, keine Aussteifung, t_0 = 5,5 m

Ergebnisse: Ziel der Untersuchungen und Simulationen am Modell A ist die Erfassung der Erddruckverteilung σ'_{xx} hinter der Baugrubenwand und im Bereich der Einbindung im Boden sowie eine Abschätzung der Verschiebungen in x-Richtung u_x. Die Werte der effektiven Horizontalspannung σ'_{xx} werden dann mit den (per Hand) errechneten Werten des Erddrucks verglichen und anschließend im Modell B weiterführend eingesetzt. Besonders interessante Erddruckwerte sind jeweils das Maximum des belastenden Erddrucks sowie die Differenzen, die sich durch die zusätzlichen Lasten aus Baggern und Hebezeugen ergeben. Die Differenzen stellen einen kritischen Fall für die bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwände dar, da diese Verkehrslasten auch auf Teilbereiche der Bögen wirken können und somit keine Gleichlasten mehr darstellen. Die Auswirkungen von ungleich verteilten Lasten auf die Bögen sind in Kapitel 7.5 beschrieben. Wichtig ist

auch, die Tiefenlage der Maxima u GOK zu kennen, um im Modell B die entsprechenden Bodenparameter zu wählen.

Verschiebungen der Plattenelemente, sowie deren Schnittgrößen und Auflagerreaktionen können zwar ausgegeben werden, was auch exemplarisch geschehen soll. Jedoch sind diese Werte nicht unhinterfragt zu übernehmen, da sie sich auf einen 1,0 m breiten Wandstreifen beziehen, in dem nicht die Bogenwirkung und die damit einhergehende Lastkonzentration an den bewehrten Pfählen berücksichtigt werden. Zwar kann der Abstand der Aussteifungen untereinander gewählt werden, jedoch sind die aufzunehmenden Lasten mit der Einzugsbreite zu multiplizieren (siehe Kapitel 7.2).

Des Weiteren wird für die Variante 1 exemplarisch eine Steifigkeitsverteilung in verschiedenen Höhenlagen hinter der Wand untersucht. Hierfür werden an verschiedenen Netzpunkten die Verformungen und die Spannungen in y- Richtung in zwei aufeinander folgenden Berechnungsschritten ausgewertet. Aus den Differenzen und deren Division kann ein lokaler E-Modul E errechnet werden: $E = \frac{\Delta\sigma_{yy}}{\Delta\varepsilon_{yy}}$

Es sei vorweggenommen, dass die veränderliche Steifigkeit danach nicht weiter beachtet wurde, da – wie sich noch zeigen wird – die Bodensteifigkeit im Modell B nur einen äußerst geringen Einfluss auf die Verformungen des Bodens aufweist.

Die Punkte K bis T sind in allen Varianten gleichmäßig über die Höhe der Baugrubenwand bis zur Baugrubensohle verteilt, die Punkte K2 bis O2 über die Höhe Baugrubensohle bis Pfahlfuß und die Punkte P2 bis T2 liegen den Punkten K2 bis O2 auf gleicher Höhe an der Innenseite der Baugrube gegenüber (siehe Abbildung 36). Daher wird an den Punkten K bis O2 der belastende Erddruck ermittelt und an den Punkten P2 bis T2 der stützende Erddruck.

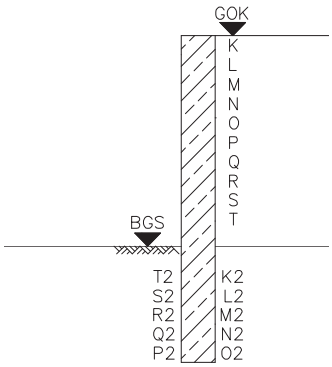


Abbildung 36: Anordnung der Punkte K bis T und K2 bis T2

8.5 Auswertung Modell A

Die Auswertung der Variante 1 wird exemplarisch ausführlich vorgenommen. Die Daten der anderen Varianten sind in Anhang 3 zu finden. Es werden in diesem Kapitel nur die Ergebnisse vorgestellt.

In Tabelle 16 sind die Tiefenlagen der Punkte K bis T2 u GOK der Variante 1 aufgelistet.

Tabelle 16: Y-Tiefenlage der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 1

Punkt	Lage u GOK	Punkt	Lage u GOK
K	0,50	K2	7,11
L	1,13	L2	8,06
M	1,94	M2	9,23
N	2,47	N2	10,54
O	3,31	O2	11,89
P	4,05	P2	11,89
Q	4,91	Q2	10,54
R	5,73	R2	9,23
S	6,38	S2	8,06
T	6,87	T2	7,11

In Abbildung 37, Seite 82 sind zunächst die Gesamtverformungen am Modell A, Variante 1, sowie die Verformungen der Baugrubenwand und das generierte Netz (Mesh) dargestellt. In Abbildung 38, Seite 82, sind die Verschiebungen in x- und in y-Richtung sowie die effektiven Spannungen in x- und in y-Richtung zu sehen. Diese Abbildungen sollen einen Eindruck verschaffen, welche Bereiche maximale Verschiebungen und Spannungen aufweisen. Bereich positiver Verschiebungen und hoher Spannungen sind rot gekennzeichnet, Bereiche negativer Versechibungen und geringer Spannungen sind blau gekennzeichnet. Die Werte der Maxima sind in Tabelle 17, Seite 83 zu finden. Variante 1. BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, Einbindetiefe 5,0 m

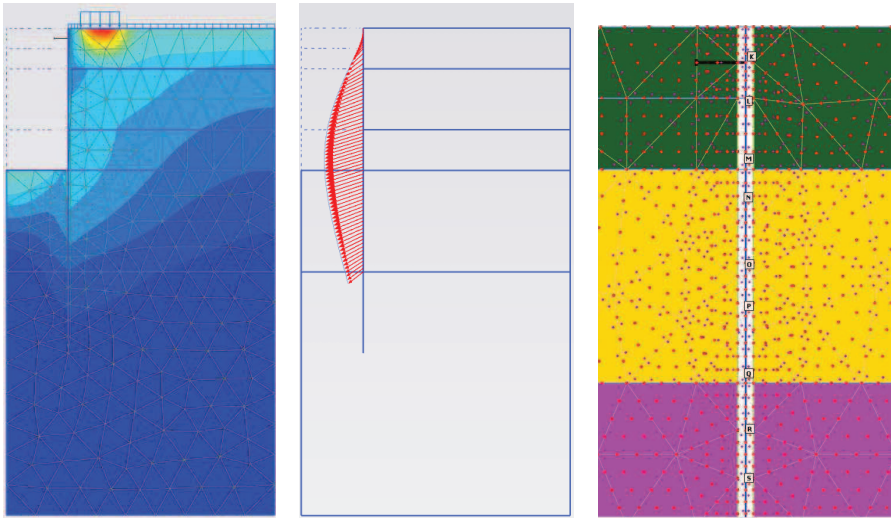


Abbildung 37: Gesamtverformungen, Verformungen der Baugrubenwand , Vernetzungspunkte

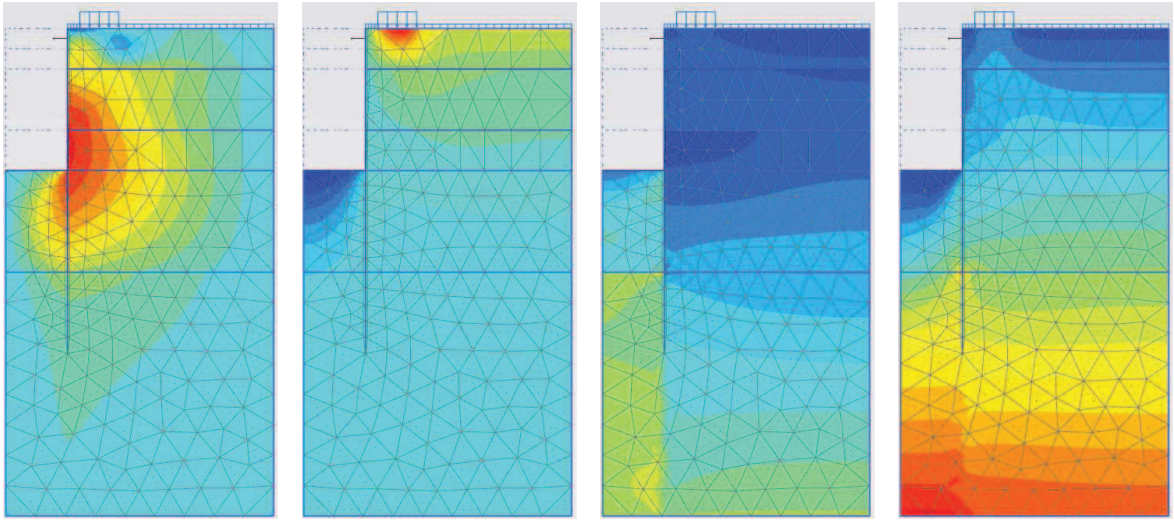


Abbildung 38: Verschiebungen u_x und u_y , effektive Spannungen σ'_{xx} und σ'_{yy}

Werte der effektiven Horizontalspannung σ'_{xx}

Es folgen zwei Tabellen, in denen die Werte der effektiven Horizontalspannung σ'_{xx} an den Punkten K bis T sowie K2 bis T2 dargestellt sind: In Tabelle 17, Seite 83 sind die effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} hinter der Baugrubenwand von der Geländeoberkante (GOK) bis auf Höhe der Baugrubensohle (7,0 m u GOK) erfasst, in Tabelle 18, Seite 83 die effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} zu beiden Seiten der Wand unterhalb der Baugrubensohle. Die Punkte K2 bis O2 liegen hinter der Wand und liefern Werte des belas-

tenden Erddrucks, die Punkte P2 bis T2 liegen auf der Innenseite der Baugrube, unterhalb der Baugrubensohle. Sie stellen den stützenden Erddruck dar.

Tabelle 17: Werte der effektiven Horizontalspannung an den Punkten K-T

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,63	-12,68	-21,80	-25,30	-31,53	-36,58	-42,50	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-9,02	-17,14	-23,34	-27,93	-33,05	-39,59	-49,53	-45,70	-49,70	-52,85
2.	-8,20	-16,71	-22,16	-26,36	-27,98	-35,93	-47,42	-43,45	-47,03	-50,04
3.	-8,14	-16,70	-22,17	-26,14	-27,86	-35,91	-47,41	-43,45	-47,03	-50,04
4.	-7,69	-16,22	-18,82	-22,81	-17,53	-22,80	-39,51	-38,49	-41,59	-44,32
5.	-14,64	-28,34	-20,93	-24,45	-23,00	-26,05	-30,01	-35,22	-40,64	-44,01
6.	-8,36	-16,60	-18,29	-22,84	-16,18	-20,75	-25,67	-30,05	-34,85	-38,72
7.	-11,55	-18,75	-20,17	-24,34	-15,11	-19,31	-16,25	-7,87	-12,03	-15,71
8.	-19,36	-31,10	-23,79	-27,32	-25,69	-26,97	-19,77	-3,83	-9,56	-14,08
Max.	-19,36	-31,10	-23,79	-27,32	-25,69	-26,97	**-39,51**	-30,05	-34,85	-38,72
Diff. 1	6,96	**12,11**	2,12	1,64	5,47	3,25	-9,49	-3,27	-0,94	-0,31
Diff. 2	7,81	**12,34**	3,63	2,98	10,58	7,66	3,52	-4,04	-2,46	-1,64

Tabelle 18: Werte der effektiven Horizontalspannung an den Punkten K2-T2

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,47	-57,73	-65,38	-74,00	-82,85	-82,85	-74,00	-65,38	-57,73	-51,47
1.	-54,35	-60,52	-68,04	-76,49	-83,52	-87,14	-76,04	-67,22	-59,54	-53,20
2.	-51,49	-57,50	-64,96	-73,03	-75,95	-86,35	-71,74	-62,59	-54,68	-48,18
3.	-51,49	-57,50	-64,96	-73,03	-75,95	-86,35	-71,73	-62,59	-54,68	-48,17
4.	-45,65	-51,18	-58,21	-65,01	-53,38	-88,64	-58,74	-48,84	-42,32	-40,23
5.	-45,49	-51,57	-58,98	-66,19	-55,19	-90,05	-59,30	-49,23	-42,85	-41,05
6.	-40,60	-47,56	-55,53	-62,95	-50,17	-88,52	-53,51	-48,38	-60,31	-121,61
7.	-17,57	-24,60	-32,83	-37,66	-3,59	-170,82	-77,81	-70,96	-82,45	-119,63
8.	-16,39	-24,38	-33,28	-38,79	-6,09	-172,28	-78,70	-72,33	-85,97	-118,95

Aus den effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx}, welche dem Erddruck auf die Baugrubenwand entsprechen, werden nun die Maximalwerte ermittelt, um zu erkennen, wie stark und in welcher Tiefenlage die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand am stärksten belastet wird. Die Maximalbelastung auf die Bohrpfahl-Bögen tritt nur dann als Last auf,

wenn bereits der Boden innerhalb der Baugrube in dieser Tiefenlage ausgehoben wurde, d. h., wenn die Baugrubenwand dort einseitig belastet ist. In den frühen Phasen können zwar auch hohe Spannungen auftreten, diese können jedoch über die Wand direkt an den gegenüberliegenden, noch nicht entfernten, stützenden Boden weitergegeben werden und stellen somit keine besondere Belastung für den Bogen dar. Die maximalen effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} in Tabelle 17, Seite 83 sind demnach nur aus den umrahmten Bereichen gezogen. Aus demselben Grund werden die Maximalwerte der Horizontalspannung auch nur bis zum Punkt T betrachtet, der jeweils auf Höhe der BGS liegt.

Bei der Variante 1 beträgt der Maximalwert der Horizontalspannung σ'_{xx} = 38,7 kN/m² ≈ 40 kN/m² und tritt am Punkt T etwa in Höhe der Baugrubensohle auf. D. h., die Bohrpfahl-Bögen werden im Bereich der Baugrubensohle mit maximal 40 kN/m² Gleichlast beansprucht. Dieser Wert wird als ungünstigster Wert für die Gleichlast an das Modell B weitergegeben.

Diff. 1 und Diff. 2 stehen für die Differenzen der effektiven Horizontalspannung σ'_{xx}, die durch die Zusatzlasten von Phase 4 zu Phase 5 und von Phase 7 zu Phase 8 auftreten. Wie unter 7.5 erklärt, können diese lokalen Zusatzlasten auch so auftreten, dass die zusätzlichen Horizontalspannungen nur auf Teilbereiche der Bögen auftreffen. Dies stellt eine ungünstige Belastung für die Bögen dar, da sich eine unsymmetrische Stützlinie einstellt, deren Exzentrizität e nicht zu groß werden darf. Liegt die Größe der Exzentrizität e zwischen der Breite der ersten und der zweiten Kernfläche, ist der Bogen zwar noch standsicher, jedoch stellen sich klaffende Fugen ein.

Im Abschnitt 7.5 wird weiterhin auch untersucht, welche Exzentrizitäten e sich für die unsymmetrische Stützlinie im ungünstigsten Fall einstellen, wenn die auf den Bogen wirkende Gleichlast wie in Variante 1 am Punkt L (1,13 m u GOK) σ'_{xx} = 16 kN/m² bzw. 31 kN/m² beträgt und eine lokale Zusatzlast von etwa 12 kN/m² hinzukommt. Für die nicht ausgesteiften Baugrubenwände der Varianten 6 bis 10 ergeben sich Differenzen von bis zu 18,15 kN/m² durch die Zusatzlasten auf den Baugrubenrand im Zustand des Vollaushubes. Diese Zusatzlasten sollten aus Gründen der Verformungsbeschränkung planerisch ausgeschlossen werden.

Tabelle 19: Maximale effektive Horizontalspannungen und Differenzen aus Zusatzlasten der Varianten 1 bis 10

Variante	max. σ'_{xx} [kN/m²]	Tiefe u GOK [m]	Diff.1 [kN/m²]	Tiefe u GOK [m]	Diff.2 [kN/m²]	Tiefe u GOK [m]
1	39,51	4,91	12,11	1,13	12,34	1,13
2	39,21	4,91	12,20	1,13	12,44	1,13
3	38,23	4,91	12,36	1,13	12,49	1,13
4	40,60	2,47	2,08	1,13	10,77	1,13
5	40,54	2,47	2,32	1,13	11,10	1,13
6	45,20	4,05	10,93	1,94	15,83	0,50
7	46,49	4,91	11,82	4,91	18,79	1,13
8	34,27	4,91	10,99	2,47	14,83	0,50
9	28,98	3,83	9,49	2,21	15,52	2,21
10	28,68	3,83	10,75	1,87	18,15	1,87

Wie in Tabelle 19 zu erkennen, liegen die maximalen effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} bei den Varianten 1 bis 3 bei knapp 40,0 kN/m² und treten in einer Tiefe von 4,91 m u GOK auf. Diese Tiefe entspricht genau dem Schichtwechsel des fluviatilen Sandes zum zersetzten Tonstein. Es zeigt sich deutlich die höhere Standfestigkeit des Tonsteins gegenüber dem Sand durch den höheren Reibungswinkel φ'.

In Variante 4 und 5 ergibt sich der Maximalwert wiederum zu etwa 40,5 kN/m² und tritt in einer Tiefe von ca. 2,47 m auf. Diese Tiefe entspricht ziemlich genau der halben Höhe (2,62 m u GOK) von der Baugrubensohle (7,0 m u GOK) zur Aussteifung (1,75 m u GOK).

Bei den Varianten 6 und 7 ergeben sich trotz großer Einbindetiefen der freistehenden Baugrubenwände (größer als rechnerisch erforderlich) Verformungen u_x der Wandoberkante in Richtung Baugrube von 0,28 m bzw. 0,11 m, was zu groß ist. In Variante 8 liegen die Verformungen u_x immer noch bei 0,09 m, jedoch liegen die maximalen Horizontalspannungen schon unter 35,0 kN/m². Für die Varianten 6 bis 8 wird demnach, wie erwähnt, empfohlen, Zusatzlasten auf den Baugrubenrand im Vollaushub-Zustand planerisch auszuschließen, um solche großen Verformungen zu vermeiden. Ohne diese liegen die genannten Verformungen u_x in den drei Varianten bei 0,08 m, 0,04 m und 0,015 m.

Es wird nun zusätzlich ein anderer Bereich der Baugrube betrachtet, nämlich der Einlaufbereich der Wasserkraftanlagen, in dem die Aushubtiefe lediglich 4,0 m beträgt. Aufgrund der Baugrubengeometrie können in diesem Bereich keine Aussteifungen eingebracht werden. Nötigenfalls könnten Anker gesetzt werden, dies soll aus Kostengründen jedoch möglichst vermieden werden. Bei diesen Varianten 9 und 10 liegen die maximalen effekti-

ven Horizontalspannungen σ'_{xx} knapp unter 30,0 kN/m² und treten im fluviatilen Sand in einer Tiefe knapp über der Baugrubensohle auf.

Aus den hier ermittelten maximalen effektiven Horizontalspannungen wird σ'_{xx} = 40,0 kN/m² als repräsentativer Wert übernommen und auf das Modell B angewendet. Zudem wird ein über die Tiefe (oberhalb der BGS) gemittelter Durchschnittswert von 26,0 kN/m² für die effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} aus allen Varianten ermittelt.

Weiterhin kann gesagt werden, dass sich in den Varianten 1 bis 5 lokale Maxima der effektiven Horizontalspannung σ'_{xx} in der Tiefenlage der Aussteifungen ergeben, welche in den Varianten 6 bis 10 ohne Aussteifungen nicht auftreten. Dies ist leicht nachvollziehbar, wenn man bedenkt, dass Aussteifungen – also steife Elemente – immer Lasten anziehen.

Überprüfung der Einbindetiefe

Bei der Überprüfung der Einbindetiefe wird der belastende, aktive Erddruck im Bereich der unbewehrten Pfähle nur oberhalb der BGS in Betracht gezogen. Dies geschieht aus dem in Kapitel 7.2 genannten Grund, dass nur die unbewehrten Zwischenpfähle Druck auf die bewehrten Pfähle weitergeben, welche – zumindest in dieser Tiefe – keinen stützenden Erddruck erfahren. Die unbewehrten Pfähle können unter Umständen horizontal reißen, weshalb sie in den verschiedenen Höhenlagen getrennt betrachtet werden.

Es wird überprüft, ob die Einbindetiefe ausreichend groß gewählt wurde, indem das Moment um den Auflagerpunkt an der Aussteifung gebildet wird. Das Moment aus belastendem Erddruck ergibt sich aus

- der Summe aus Momenten von Kräften, die oberhalb der Baugrubensohle wirken, multipliziert mit der Einzugsbreite eines bewehrten Pfahles (hier gewählt: 5,30 m für einen 7er Bogen)
- addiert zu der Summe aus Momenten von Kräften, die unterhalb der Baugrubensohle wirken, multipliziert mit der Breite eines bewehrten Pfahles (0,90 m)
- multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert (TSB) $\gamma_G = 1{,}2$:

$$\boxed{E_a = (\Sigma M_{a,\ddot{u}BGS} \cdot 5{,}3m + \Sigma M_{a,uBGS} \cdot 0{,}9) \cdot 1{,}2}$$

Das Moment aus stützendem Erddruck E_p ergibt sich aus

- der Summe aus Momenten von Kräften, die stützend wirken, multipliziert mit der rechnerischen Länge des räumlichen passiven Erddrucks
  $l_{pg}^{Er} = 0,55 \cdot (1 + 2 \cdot \tan\varphi) \cdot \sqrt{l \cdot h} = 0,55 \cdot (1 + 2 \cdot \tan 27) \cdot \sqrt{0,9 \cdot 5,0} = 2,36\text{m}$

- dividiert durch den TSB $\gamma_{Ep} = 1,3$:

$$\boxed{E_p = \Sigma M_{p,uBGS} \cdot l_{pg}^{Er} \; / \cdot 1,3}$$

y_a und y_p stellen jeweils den Hebelarm der Erddruckkraft innerhalb der betrachteten Schicht dar. Der gesamte sich ergebende Hebelarm für das Moment M_a bzw. M_p um den Aussteifungspunkt (bei 0,50 m u GOK) wird bei deren Berechnung errechnet.

Bsp.: $M_a = (-0,50\text{m} + 1,13\text{m} - y_a) \cdot E_{ah,k} = (-0,50\text{m} + 1,13\text{m} - 0,29\text{m}) \cdot 15,89 = 5,39\text{kNm}$.

In Tabelle 20 sind die für Variante 1 berechneten Hebelarme und Momente aus belastendem und stützendem Erddruck dargestellt.

Tabelle 20: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 1

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,84		-0,17		0,81	
0,50	1,13	-15,89		0,29		-5,39	
1,13	1,94	-22,23		0,27		-26,01	
1,94	2,47	-12,61		0,27		-21,50	
2,47	3,31	-20,78		0,41		-49,78	
3,31	4,05	-19,48		0,37		-62,02	
4,05	4,91	-20,10		0,41		-80,45	
4,91	5,73	-9,68		0,32		-47,54	
5,73	6,38	-4,35		0,37		-23,98	
6,38	6,87	-5,79		0,26		-35,39	
6,87	7,11	-3,66		0,12		-23,71	
7,11	8,06	-19,36	-97,34	0,51	0,50	-136,60	687,14
8,06	9,23	-33,73	-92,60	0,62	0,60	-273,74	752,68
9,23	10,54	-47,21	-98,92	0,67	0,65	-442,25	929,28
10,54	11,89	-30,29	-169,41	0,51	0,59	-329,53	1829,41
					Summe ü BGS	-351,26	
					Summe u BGS	-1182,12	4198,51
					Bemessungswert räumlich	-3510,69	7607,96

In dieser Variante zeigt sich, dass das Moment aus stützendem, passivem Erddruck größer ist als das aus belastendem Erddruck. Die Einbindetiefe kann demnach kleiner gewählt werden. Für die Variante 2 wird sie von 5,0 m auf 4,0 m verringert.

Aus der Summe der Horizontalkräfte ergibt sich die erforderliche aufnehmbare Aussteifungskraft zu

$$\Sigma E_{ah,k,\ddot{u}BGS} \cdot 5,3m + \Sigma E_{ah,k,uBGS} \cdot 0,9m - \Sigma E_{ph,k} \cdot l_{pg}^{Er}$$

$$= 719,55kN + 17,46kN - 1079,52kN = 342,52kN$$

Aus der Simulation in PLAXIS 2D ergibt sich eine Aussteifungskraft von 152 kN/lfm = 805,6 kN/Aussteifung. Dieser Wert ist jedoch irrelevant, da er den belastenden Erddruck bis zum Pfahlfuß mit einbezieht und nicht, wie hier – ähnlich dem Prinzip der Trägerbohlwand – nur bis in die Tiefe der BGS. Weitere Vergleiche zwischen der errechneten und der sich in PLAXIS 2D ergebenden Aussteifungskraft werden demnach nicht angestellt.

Für die Varianten 2 bis 10 ergeben sich aus der Überprüfung der Einbindetiefe folgende Ergebnisse:

Tabelle 21: Beurteilung der Einbindetiefen Varianten 1 bis 10

Variante	M_a [kNm]	M_p [kNm]	Beurteilung der Einbindetiefe
1	-3510,69	7607,96	Einbindetiefe zu groß → kleiner wählen
2	-3175,22	4905,35	Einbindetiefe noch zu groß → kleiner wählen
3	-3353,26	3361,11	Einbindetiefe ist passend.
4	-3929,68	3219,11	Einbindetiefe ist zu klein → größer wählen
5	-3371,65	3412,92	Einbindetiefe ist passend
6	-3096,35	6426,02	Einbindetiefe zu groß, Verformungen unzulässig groß
7	-3755,65	9049,28	Einbindetiefe zu groß, Verformungen unzulässig groß
8	-5503,15	17014,58	Einbindetiefe zu groß, Verformungen unzulässig groß
9	-1846,69	4437,71	Einbindetiefe zu groß, Verformungen unzulässig groß
10	-2025,80	4100,50	Einbindetiefe zu groß, Verformungen (6 cm) ok

Aktiver, erhöhter aktiver Erddruck oder Erdruhedruck

Es folgt nun ein Vergleich der durch PLAXIS 2D ermittelten Horizontalspannungen (Erddruck Variante 1) mit dem in Kapitel 7.1 errechneten Erddruck. Dadurch soll eine Einschätzung gegeben werden, ob der Erddruck hinter der Wand dem aktivem Erddruck, dem erhöhten aktiven Erddruck oder dem Erdruhedruck entspricht. Beim aktiven Erddruck

musste im Bereich 0,0 m bis 0,24 m u GOK ein Mindest-Erddruck mit $\varphi' = 40°$ angesetzt werden. Alle zusätzlichen Berechnungen sind im Anhang 1 zu finden. Um besser vergleichen zu können, wird hier keine Umlagerung des Erddrucks vorgenommen. Der in PLAXIS 2D ermittelte Erddruck ist der Erddruck der Phase 6, in dem weder Zusatzlasten noch Wasserdruck berücksichtigt sind.

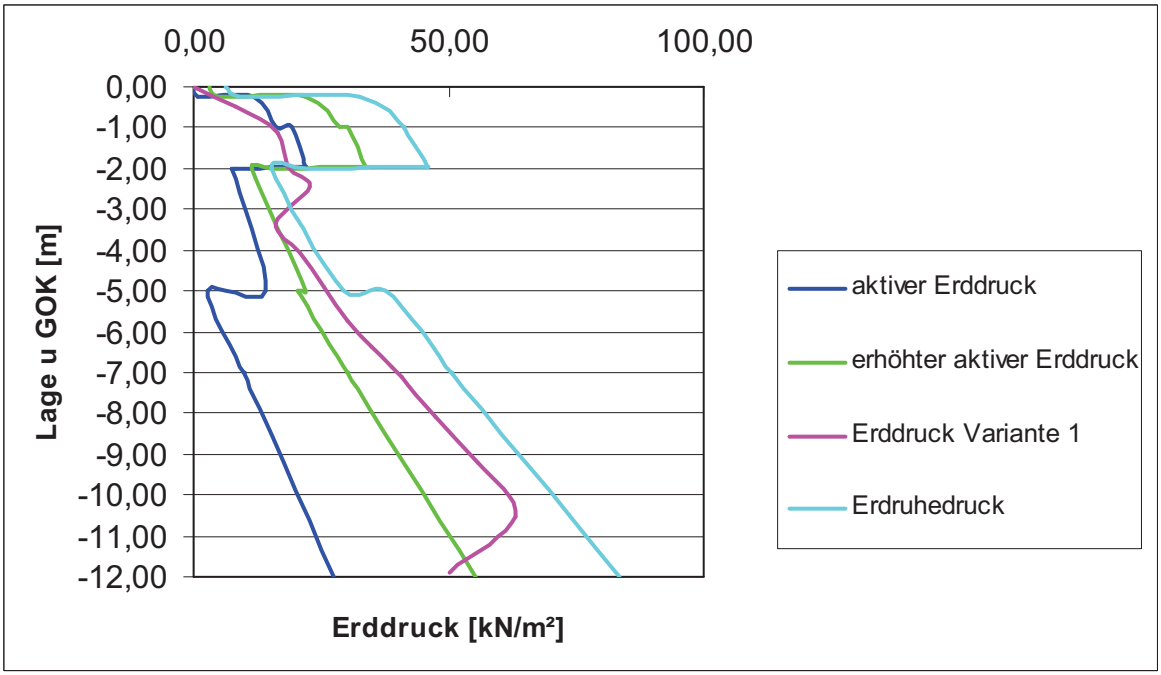
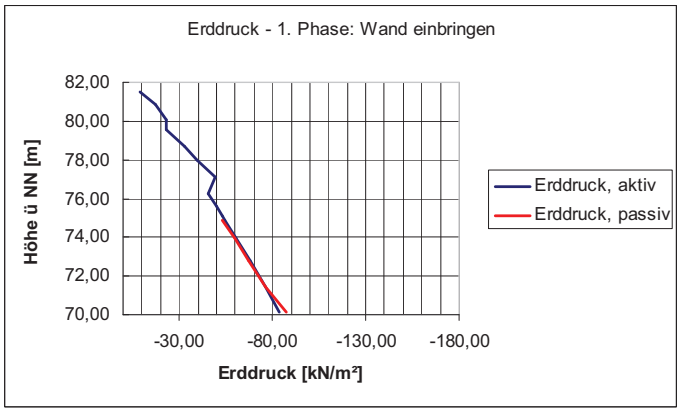


Abbildung 39: Vergleich aktiver Erddruck, erhöhter akt. Erddruck, Erdruhedruck, mit PLAXIS ermittelter Erddruck

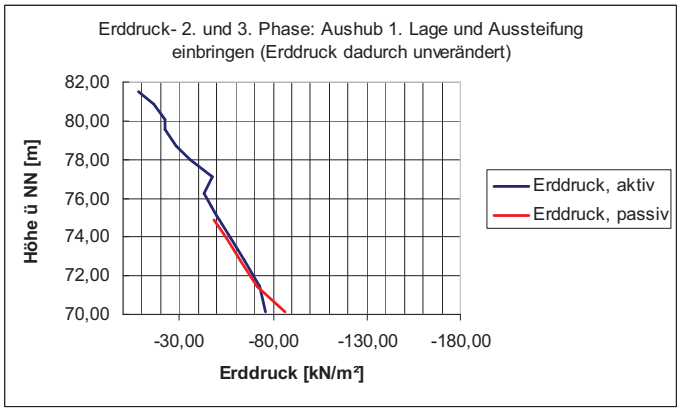
An Abbildung 39 ist zu erkennen, dass der mit PLAXIS 2D ermittelte Erddruck im Bereich 0,0 m bis 2,0 m u GOK selbst durch den errechneten aktiven Erddruck überschätzt wird. Bei 2,0 bis 12,0 m u GOK liegt der mit PLAXIS 2D ermittelte Erddruck zwischen dem Erdruhedruck und dem (um 50%) erhöhten aktiven Erddruck. In diesem Bereich entspricht er ziemlich genau dem um 75% erhöhten akitven Erddruck.

Erddruck in den Phasen 1 bis 8

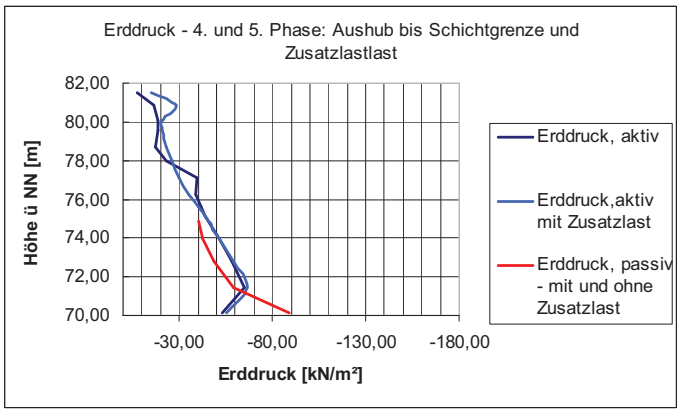
Die folgende Abbildung zeigt in einzelnen Diagrammen für alle Phase den belastenden und den stützenden Erddruck, um die Entwicklung des Erddrucks in den aufeinander folgenden Phasen darzustellen.



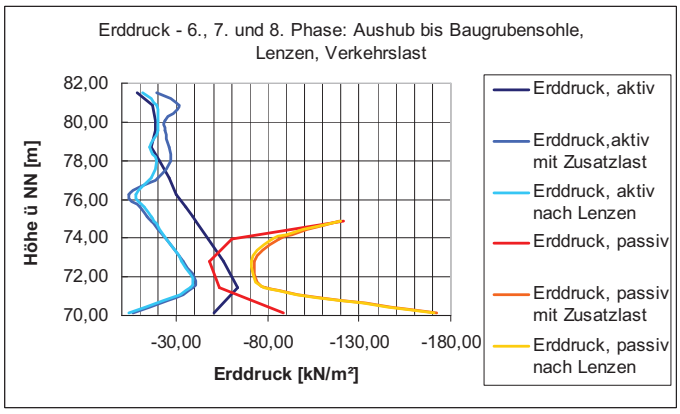
Der Erddruck ist auf der belastenden und stützenden Seite gleich groß. Die Wand wird nur in den Boden eingebracht und nicht weiter belastet. Der Erddruck entspricht dem Erdruhedruck.



Der stützende Erddruck wird durch den Aushub der 1. Lage etwas größer. Das Einbringen der Aussteifungen 0,5 m u. GOK (81,50 m ü NN) hat keinen Einfluss auf den Erddruck, da sie nicht vorgespannt werden.



Der Aushub bis 5,0 m u. GOK (77,0 m ü NN) vermindert den belastenden Erddruck oberhalb der aktuellen BGS. Der stützende Erddruck wird im oberen Bereich kleiner und am Wandfuß größer. Die Zusatzlast beeinflusst nur den belastenden Erddruck.



Der belastende Erddruck wird durch das Lenzen ab 4,0 m u GOK (78,0 m ü NN) deutlich kleiner, steigt aber durch die Zusatzlast wieder an. Der stützende Erddruck steigt durch das Lenzen und wird durch die Zusatzlast nicht beeinflusst.

Abbildung 40: Aktiver und passiver Erddruck - alle Phasen, Variante 1

8.6 Modellierung Modell B

Im Modell B soll der aus Modell A ermittelte Erddruck als Last auf die Bögen gegeben werden. Untersucht wird dann der Gewölbeschub an den Bogenauflagern und die Frage, ob er sich durch Mantelreibung oder Bettung des Bogens gegen den Boden verringert bzw. durch diese komplett kompensiert wird.

Um also den Einfluss des Bodens auf die Verringerung des Gewölbeschubs zu untersuchen, muss zuerst ein Modell gefunden werden, welches den Gewölbeschub realistisch abbildet.

Der Gewölbeschub ergibt sich zu $G=ql^2/(8f)$. Diese Formel für den Gewölbeschub stammt aus dem Kathedralen- und Brückenbau und bezieht sich auf einen Dreigelenkbogen. Alles weitere zum Gewölbeschub siehe Kapitel 7.4.

Das Modell B soll einen horizontalen Schnitt durch die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand abbilden. Da in PLAXIS 2D als Schnittebene nur die oben genannte x-y-Ebene zur Verfügung steht, werden die geschnittenen Bögen gedanklich im Raum gedreht, so dass sie in dieser Ebene abzubilden sind.

Nun muss allerdings die standardmäßig in negativer y-Richtung wirkende Gravitation ausgeschaltet werden. Da auf dem Bogen nur der aus Modell A ermittelte Erd- und Wasserdruck und kein zusätzlicher aus der Bodenauflast auf den Bogen entspringender Erddruck lasten soll, werden zudem alle Bodeneigenwichten γ im Modell B zu Null gesetzt. Somit entstehen durch den umgebenden Boden keine Lasten auf den Bogen.

Spannungszustand, Einheiten, Vorzeichenkonvention: Diese Einstellungen sind wie in Modell A zu wählen: ebener Spannungs- und Verformungszustand (plane strain), Einheiten in [kN] und [m]. Laut Vorzeichenkonvention entsprechen negative Spannungswerte Druckspannungen, positive Zugspannungen.

Lasten: Der in den Varianten 1 bis 10 des Modells A ermittelte maximale Erddruck beträgt etwa 40,0 kN/m². Dieser wird als Last im Modell B auf den Bogen gegeben. Es wird zudem eine durchschnittliche Last aus dem Erddruck oberhalb der BGS von 26,0 kN/m² in die Varianten mit einbezogen. Aufgrund der räumlichen Drehung von Modell B gegenüber Modell A kann die effektive Horizontalspannung nicht direkt auf den Bogen wirken, sondern muss umgerechnet und dann als Linienlast auf den Bogen aufgegeben werden.

Im Abschnitt 7.3 ist erklärt, in welcher Form die Last auf den Bogen anzusetzen ist. Die Lasten werden als radialsymmetrische Gleichlast senkrecht zur Achse angenommen (siehe Abbildung 41).

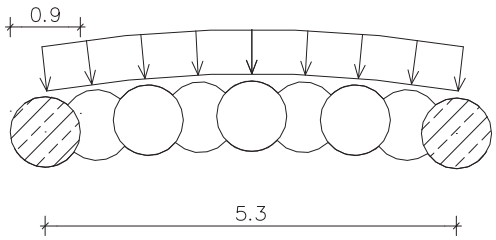


Abbildung 41: Radialsymmetrische Belastung auf 7er Bogen

Baugrund und Grundwasser: Als Baugrund muss diejenige Bodenschicht gewählt werden, in der der untersuchte maximale Erddruck auftritt. Dies ist laut den Ergebnissen aus Modell A zumeist in der Schicht des fluviatilen Sandes der Fall. Verschiedene Voruntersuchungen mit sehr unterschiedlich großen Steifemodulen (E_{oed} = 175 … 1.750.000 kN/m²) haben ergeben, dass die Bodensteifigkeit in diesem Modell einen äußerst geringen Einfluss auf die Verformungen des Bogens hat (siehe Voruntersuchung zum Einfluss der Bodensteifigkeit, Anhang 2). Ausschlaggebend für die Verformungen der Bögen ist nur deren Betonsteifigkeit.

Es wurden die in Tabelle 23, Seite 96, gelisteten Werte als Bodenparameter im Modell B gewählt. Grundwasser wird in diesem Modell nicht berücksichtigt, da der herrschende Wasserdruck bereits in den effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} aus Modell A enthalten ist und als Last auf den Bogen im Modell B beaufschlagt wird.

Da den Plattenelementen in PLAXIS keine Form und auch keine Elementdicke zugewiesen werden kann, werden die Bögen in PLAXIS nun so modelliert, dass hier ihre äußere Geometrie den sich einstellenden Stützlinien entspricht, auch wenn dies nicht der realen äußeren Geometrie entspricht. Dies hat den Nachteil, dass die senkrecht zur Bogenachse aufgebrachten Lasten eventuell etwas kleiner oder größer sind, da die Abrolllänge des Bogens nicht genau der Abrolllänge der echten Bogenform entspricht.

Berechnungsausschnitt: Für die Wahl des Berechnungsausschnitts ist ausschlaggebend, dass seine Grenzen keinen Einfluss auf die Spannungen und Verformungen im Modell haben. Der Bogen ist im Berechnungsausschnitt so angeordnet, dass seine Aufla-

ger mit dem unteren Rand zusammenfallen. Dies ist so gewählt, um feste, vertikal unverschiebliche Auflager für den Bogen zu erzeugen. Die Breite des Berechnungsausschnittes wird so gewählt, dass neben dem Bogen die zweifache Bogenbreite (9,72 m) am Boden betrachtet wird, die Höhe wird zu 9,72 m gesetzt (siehe Abbildung 42). Hier ist anzumerken, dass alle Bögen entsprechend ihren Stützlinien und nicht entsprechend ihrer äußeren Geometrie modelliert wurden. Die Auflagerbedingungen sind folgendermaßen gewählt: vertikal unverschiebliche, frei verdrehbare Auflager am unteren Rand und horizontal unverschiebliche Auflager an den Seitenrändern.

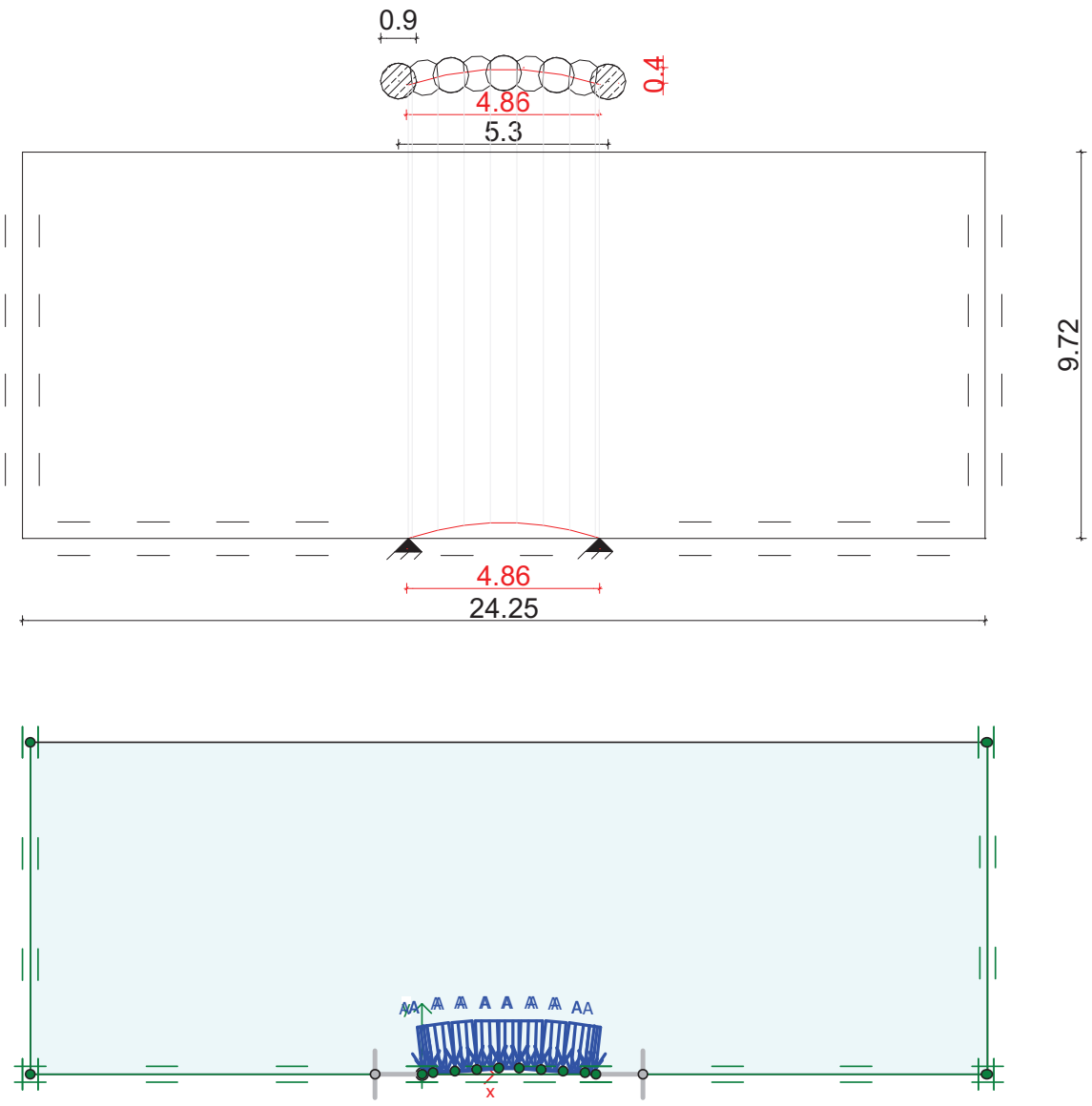


Abbildung 42: Berechnungsausschnitt Variante 1

Koordinatensystem: Der Ursprung des x-y-Koordinatensystems liegt in einem Auflagerpunkt des Bogens.

Bau- und Aushubphasen: Reale Bauphasen werden nicht nachgebildet, da das Modell B nur den Bogen unter seiner maximalen Last bzw. unter einer durchschnittlichen Last betrachtet. Nach dem Primärspannungszustand wurden folgende Phasen berücksichtigt:

1. Phase: Aktivieren des Betonbogens, Aktivieren der horizontalen Auflager
2. Phase: Aktivieren der Last, Deaktivieren des Bodens innerhalb des Bogens
3. Phase: Deaktivieren der horizontalen Auflager

Die 3. Phase wurde simuliert, um auszutesten, ob die Gewölbeschubkräfte durch den umgebenden Boden direkt aufgenommen werden können.

Modellierung des Bogens: Der Bogen aus unbewehrten Zwischenpfählen wird aus Platten-Elementen modelliert, die biegesteif miteinander verbunden sind. Hier wurde vorab untersucht, ob gelenkige oder biegesteife Verbindungen ein unverfälschtes Ergebnis für den Gewölbeschub liefern.

Sowohl in PLAXIS 2D [30] als auch im vergleichend verwendeten Stabwerksprogramm RuckZuck [48] gibt es keine bogenförmigen Platten- oder Stabelemente, so dass der Bogen aus geraden Stabelementen angenähert werden muss. Dadurch entstehen bei der Berechnung an den Verbindungen der einzelnen Plattenelemente Stützmomente, die in einem Bogen in der Realität nicht vorhanden sind. Daher sind diese Modelle (Stabwerke) nicht geeignet, um die Schnittkräfte im Bogen zu ermitteln. Um die auftretenden Momente gering zu halten, werden alle Bögen entsprechend ihrer Stützlinien-Geometrie modelliert, anstatt sie entsprechend ihrer äußeren Geometrie zu formen. Dadurch sind die auftretenden Schnittkräfte im Bogen realistischer. Außerdem gilt: Je kleiner die Stabelemente, die den Bogen nachbilden, desto geringer sind die verfälschten Schnittkräfte im Bogen. Für die Berechnung des Gewölbeschubs sind diese Stützmomente ohne Bedeutung, die Auflagerkräfte sind vergleichbar.

Für die Stützlinien gilt, wie bereits in Kapitel 7.3 beschrieben, dass der Bogen standfest ist, solange die Stützlinie innerhalb der Kernflächen verläuft.

In Voruntersuchungen wurde geklärt, ob die einzelnen Plattenelemente der Bögen gelenkig oder biegesteif miteinander zu verbinden sind. In Anlehnung an die Brücken- und Bogenstatik werden die Bögen als biegesteif angenommen. Nur dort, wo die Stützlinie aus

der ersten in die zweite Kernfläche übergeht, bildet sich ein Gelenk, der Bogen wird vom Zweigelenkbogen zum Dreigelenkbogen. Sonst gilt immer: Solange die Stützlinie innerhalb der ersten Kernfläche verläuft, sind die Bogenelemente biegesteif miteinander zu verbinden. Es wurde zudem untersucht, die Elemente, die die bewehrten Pfähle abbilden mit einer anderen Biegesteifigkeit zu modellieren als die Elemente, die die unbewehrten Pfähle abbilden. Da im Modell an den Auflagern jedoch keine Einspannung modelliert wird, hatte diese Erhöhung der Biegesteifigkeit keinen Einfluss auf die Verformungen der Bögen. Die Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit des unbewehrten Bogens ist in Kapitel 5.2 berechnet. Die Wichte wird aus dem o. g. Grund, die Gravitation unberücksichtigt zu lassen, zu Null gesetzt.

Folgende Materialparameter werden für den Bogen gewählt:

Tabelle 22: Materialparameter der Bögen (Plattenelemente)

Parameter	Name	Wert	Einheit
Material-Verhalten	Materialtyp	elastoplastisch	-
Dehnsteifigkeit	EA	2,0 E 07	kN/m
Biegesteifigkeit	EI	5,0 E 05	kNm²/m
Wichte	γ	0,0	kN/m
Querdehnzahl	ν	0,15	-

Modellierung des Übergangs Baugrubenwand-Baugrund: Es werden im Modell B keine Interface-Elemente aktiviert, da von einer unverminderten Wand-Bodenreibung durch die Verzahnung der Ortbetonwand mit dem Boden ausgegangen wird.

Modellierung des Baugrundes: Die Eigenschaften des den Bogen umgebenden Bodens haben – wie aus den Voruntersuchungen (Anhang 2) ersichtlich – keinen Einfluss auf die Größe der Verformungen des belasteten Bogens, wohl jedoch auf die im Boden entstehenden Spannungen. Ausschlaggebend ist der Steifemodul E_{oed}, welcher zu 60.000 kN/m² = 60,0 MN/m² gesetzt wird. Dies entspricht dem Steifemodul E_{oed} des fluviatilen Sandes aus Modell A.

Da die maximalen Spannungen immer oberhalb des Schichtwechsels von fluviatilem Sand zu angewitterten Tonstein auftreten – also noch im Bereich des fluviatilen Sandes – wird der Boden im Modell B als fluviatiler Sand modelliert und hat mit Ausnahme der Wichte, die im Modell B wegen der Gravitation zu Null gesetzt werden muss, dieselben Bodenparameter wie der fluviatile Sand im Modell A (siehe Tabelle 23).

Tabelle 23: Materialparameter des Bodens im Modell B

Parameter	Name	fluviatiler Sand	Einheit
Generell			
Material-Modell	Modell	Mohr-Coulomb	-
Material-Verhalten	Typ	drainiert	-
Wichte, ungesättigt	γ_{unsat}	0,0	kN/m³
Wichte, gesättigt	γ_{sat}	0,0	kN/m³
Porenzahl, initial	e_{init}	0,5	-
Parameter			
Elastizitätsmodul, einaxial	E'	44.570	kN/m²
Querdehnzahl	ν'	0,30	-
Schubsteifigkeit	G	17.140	kN/m²
Steifemodul (Ödometer)	E_{oed}	60.000	kN/m²
Kohäsion, konst.	c'_{ref}	0,0	kN/m²
Reibungswinkel	φ'	22,0	°
Dilatanzwinkel	ψ	0,0	°
Durchlässigkeiten			
Durchl. (horizontal)	k_x	0,0	m/Tag
Durchl. (vertikal)	k_y	0,0	m/Tag
Interface			
Interface-Scherfestigkeit	-	unnachg.	-
Scherf.-reduktions-Faktor	R_{inter}	1,0	-
Primärspannung			
K_0-Berechnung	-	automat.	

Berechnungsmodell: Als Berechnungsmodell wird wiederum das Boden-Modell nach Mohr-Coulomb gewählt. Modell B modelliert einen horizontalen Schnitt durch den Baugrund und die Baugrubenwand in der Tiefe, in der der maximale Erddruck auftritt. Von daher können keine über die Tiefe veränderlichen Bodenparameter berücksichtigt werden. Die Überlegungen eine veränderliche Bodensteifigkeit aus einem horizontalen Schnitt das Modell A auszulesen, wird nicht weiter verfolgt, da die Bodensteifigkeit nur einen äußerst geringen Einfluss auf die Verschiebungen im Modell B hat (Vergleiche Anhang 2). Die Phasen folgen als „Staged Construction“ aufeinander. Die Verformungen werden als plastische Verformungen berechnet.

Vernetzung: Die Vernetzung wird durch PLAXIS 2D automatisch durchgeführt. Die Vernetzungsfeinheit wurde zu „mittel“ gesetzt, d. h. Untereilung des Berechnungsausschnittes in 250 diskrete Elemente.

Ausgelesene Werte/Ergebnisse: Als Ergebnisse aus diesem Modell wurden verschiedene Werte ausgelesen: Die maximalen Verschiebungen der Bodenelemente in x- und y-Richtung u_x und u_y, die maximalen im Boden durch die Verformungen entstehenden Spannungen in x- und y-Richtung σ'_{xx} und σ'_{yy} sowie die horizontalen Auflagerkräfte an den Endauflagern. Schnittkräfte im Bogen werden nicht untersucht, da diese durch die Annäherung der Bogenform durch Stabelemente verfälscht werden.

8.7 Variationen Modell B

Es werden verschiedene Bögen und Bogenreihungen betrachtet, wobei ein Hauptaugenmerk auf den 7er Bögen liegt. Diese Bögen mit sieben unbewehrten Zwischenpfählen sind die größten bisher ausgeführten Bögen mit dieser Stichhöhe (0,2 m) und werden als ungünstigster Fall betrachtet. Die ersten zwei Varianten sind entsprechend der äußeren Geometrie der Bögen modelliert, die folgenden Varianten sind entsprechend der optimierten Stützlinie der Bögen modelliert (siehe Kapitel 7.3). Die Last von 40 kN/m² wird als extreme Belastung betrachtet, die Last von 26 kN/m² ist ein über die Gesamthöhe der Wand (oberhalb der BGS) gemittelter, durchschnittlicher Lastwert:

Variante	Bögen	Auflast
1	7er	40 kN/m²
2	3er	40 kN/m²
3	3er, 7er	40 kN/m²
4	3er, 7er	26 kN/m²
5	3er, 7er, 3er	40 kN/m²
6	3er, 7er, 3er	26 kN/m²
7	3er, 7er, 5er	40 kN/m²
8	3er, 3er, 7er, 3er, 3er	26 kN/m²
9	3er, 7er, 5er, 3er	40 kN/m²
10	3er, 7er, 5er, 3er	26 kN/m²
11	3er, 9er, 3er	26 kN/m²
12	wie 8. mit Halbkreis-Bogen	26 kN/m²
13	3er, 7er	20,0 kN/m² und 30,0 kN/m²

Die 11. Variante betrachtet einen 9er Bogen, d. h. einen Bogen, der eine äußere Geometrie von 6,62 m Breite und 0,2 m Stichhöhe hat. Er ist wie die anderen Bögen entsprechend seiner optimalen Stützlinie modelliert, so dass sich für den Modellbogen eine Breite von 6,23 m und eine Stichhöhe von 0,4 m ergeben.

Bei der 12. Variante schließt statt eines festen Auflagers an einer Seite ein größerer Halbkreisbogen an, der dazu gedacht ist, den Gewölbeschub sicher in den Boden abzutragen. Dieser Bogen wird in seinem Inneren nicht ausgehoben, sondern ist komplett von Boden umgeben.

Generell ist zu sagen, dass für alle Bogenkombinationen jeweils der größte Bogen eine Stützlinien-Stichhöhe von 0,4 m hat und die Stichhöhen der anderen Stützlinien sich daraus ergeben. Ist also der 7er Bogen der größte in der Kombination, hat er eine Stützlinien-Stichhöhe von 0,4m und die Stichhöhen der anderen Bögen ergeben sich daraus, dass der Gewölbeschub der Bögen jeweils gleich groß sein muss. Siehe hierzu auch Kapitel 7.3. Die Abbildungen der Varianten und ihrer Stützlinien befinden sich in Anhang 4.

Es folgen nun Abbildung 43 bis Abbildung 52 der modellierten Varianten um dem Leser einen besseren Eindruck von den Modellen zu geben.

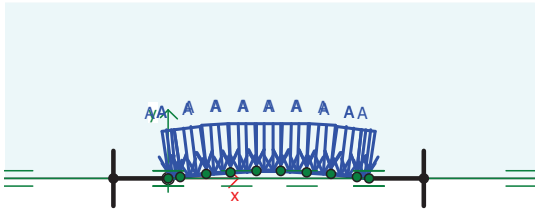


Abbildung 43: Variante 1: 7er

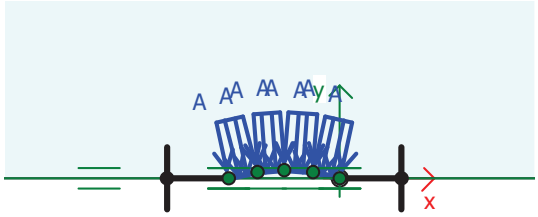


Abbildung 44: Variante 2: 3er

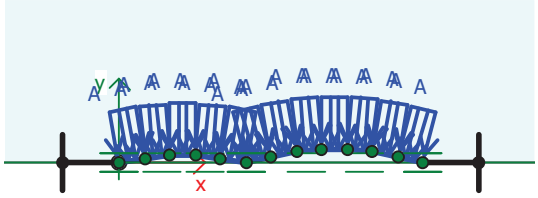


Abbildung 45: Variante 3 und 4: 3er, 7er

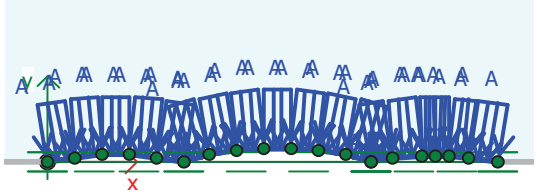


Abbildung 46: Variante 5 und 6: 3er, 7er, 3er

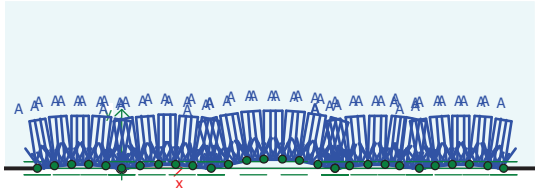


Abbildung 47: Variante 7: 3er, 3er, 7er, 3er, 3er

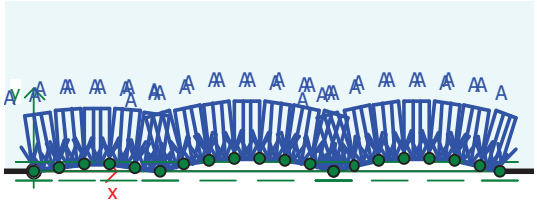


Abbildung 48: Variante 8: 3er, 7er, 5er

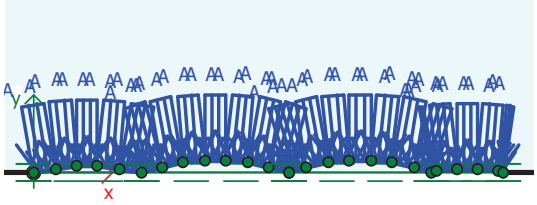


Abbildung 49: Variante 9 und 10: 3er, 7er, 5er, 3er

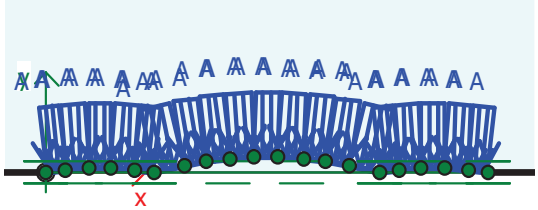


Abbildung 50: Variante 11: 3er, 9er, 3er

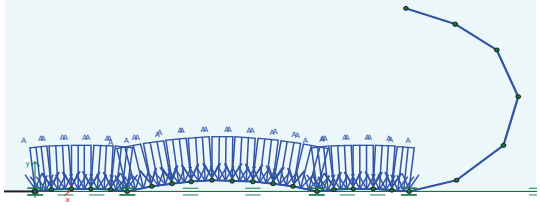


Abbildung 51: Variante12: 3er, 7er, 3er mit Endbogen

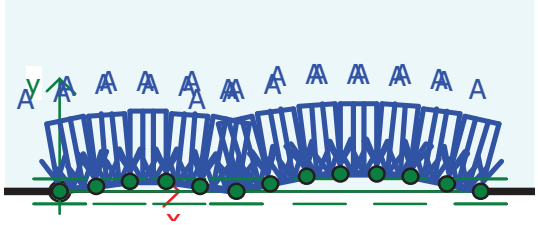


Abbildung 52: Variante 13: 3er, 7er mit 20 u. 30 kN/m²

Ergebnisse: Die Ergebnisse sollen tabellarisch wiedergegeben werden. Untersucht werden jeweils Größe und Ort der maximalen Verschiebungen und Spannungen. Die maximalen Verschiebungen treten immer an den gleichen Stellen auf:

- die Verschiebungen in y-Richtung u_y in der Bogenmitte, bzw. der Bogenmitte des größten Bogens,
- die Verschiebungen in x-Richtung u_x im Bereich der Auflager.

Die maximalen Spannungen treten an variablen Orten im Modell B auf. Bei allen Varianten wird zuerst untersucht, welcher Gewölbeschub und welche Verschiebungen und Spannungen sich einstellen, wenn feste horizontale Auflager an den Bogenauflagern bestehen. In einem zweiten Durchlauf werden die Verschiebungen und Spannungen untersucht, welche sich einstellen, wenn keine festen horizontalen Auflager an den Bogenauflagern vorhanden sind.

In Variante 8 gibt es eine Besonderheit: Ohne feste horizontale Auflager bricht das System aus miteinander korrespondierenden Bögen zusammen (wie auch in den Varianten 1, 9, 11 und 12), weil die Verschiebungen zu groß werden. Darum wird der 2. Teil der Variante 8 so simuliert, dass der Bodenaushub innerhalb der Bögen nur im in der Mitte liegenden 7er Bogen vorgenommen wird. Die anderen Bögen (jeweils zwei 3er Bögen zu beiden Seiten des 7er Bogens) bleiben in ihrem Inneren mit Boden gefüllt und erfahren so eine größere Stabilität, um den Gewölbeschub des 7er Bogens aufzunehmen und an den Boden abzugeben.

Die Spannungen σ'_{xx} im Boden werden durch die Verformungen u des Bogens erzeugt. Sie sind umso größer, je größer die Verformungen sind. Diese wachsen wiederum mit sinkender Biegesteifigkeit der Bögen (siehe oben).

8.8 Auswertung Modell B

Es werden im Folgenden nacheinander die einzelnen Varianten-Ergebnisse gezeigt und beschrieben. Alle Ergebnisse sind zudem in Tabelle 24, Seite 129 in Kapitel 8.9 zusammengefasst. Die rechts gezeigten Farbskalen geben einen Eindruck davon, welche Farben welche Verschiebungen bzw. Spannungen symbolisieren. Die nebenstehenden Zahlenwerte sind jedoch nur exemplarisch. Die korrekten Zahlenwerte jeder Variante sind dem Text bzw. der Tabelle 24, Seite 129 zu entnehmen. Bzgl. der Verschiebungen bedeuten negative Zahlenwerte Verschiebungen in negativer x- bzw. y-Richtung, also nach links. Bzgl. der Spannungen sind negative Zahlenwerte Druckspannungen, positive Werte sind Zugspannungen.

Die Ergebnisse jeder Variante werden im darauf folgenden Text jeweils kurz erklärt. Eine zusammenfassende Dokumentation der Ergebnisse und ihre Wertung erfolgt im Kapitel 8.9. Werte für die Gesamtverformung |u| sind richtungsunabhängig und bezeichnen die maximal auftretenden Verformungen im Boden.

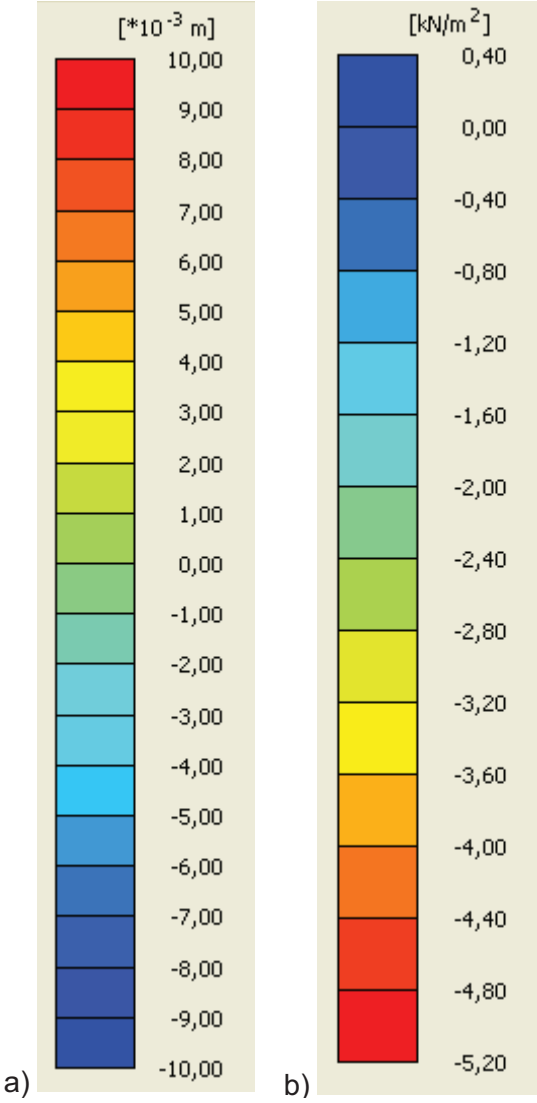


Abbildung 53: Farbskalen für a) Verschiebungen und b) Spannungen

Für (fast) alle Varianten werden zunächst die Verschiebungen und Spannungen berechnet, die sich ergeben, wenn unverschiebliche Auflager an den äußeren Bogenauflagerpunkten vorgesehen sind. In einem zweiten Schritt werden diese Auflager horizontal verschieblich, vertikal weiterhin unverschieblich modelliert und simuliert. Dieser zweite Schritt wird im Folgenden „ohne feste Auflager“ genannt.

Variante 1: 7er Bogen mit 40 kN/m² Auflast In Variante 1 mit festen horizontal und vertikal unverschieblichen Auflagern treten die größten Verschiebungen in x-Richtung im Bereich der Auflagerpunkte auf. Sie betragen etwa 1,7 mm. In der Bogenmitte sind sie Null, deutlich ist die Symmetrie der Verschiebungen zu erkennen. Die Verschiebungen in y-Richtung sind in der Bogenmitte am größten und betragen 21,9 mm. Auch diese Verschiebungen sind eindeutig symmetrisch zur Bogenachse.

Abbildung 54: Variante 1: u_x

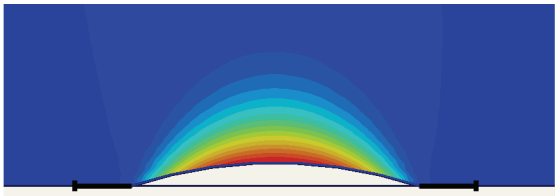


Abbildung 55: Variante 1: u_y

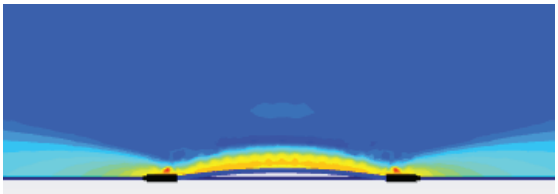


Abbildung 56: Variante 1: σ'_{xx}

Abbildung 57: Variante 1: σ'_{yy}

Die Spannungen in x-Richtung haben einen maximalen Wert von 4,21 kN/m², welcher im Bereich der Auflager auftritt. Von dort aus breitet sich eine erhöhte Spannung nach außen aus. Oberhalb des Bogens liegt ebenso ein Bereich erhöhter Spannung in x-Richtung vor. Die maximalen Spannungen in y-Richtung betragen 1,44 kN/m². Dies deutet darauf hin, dass der Boden oberhalb des Bogens durch die Verschiebungen in y-Richtung ein stützendes Gewölbe ausbildet, in dem eine höhere Spannung vorliegt. Dieses Gewölbe stützt sich wiederum zu den Seiten/nach außen auf den umgebenden Boden ab.

Die hier verwendeten festen Auflager erlauben, die horizontale Gewölbeschubkraft zu messen. Für diese Variante 1 ergeben sich Gewölbeschubkräfte von 704,6 kN/lfm. Da im Boden keine solchen festen Auflager vorhanden sind oder eingebaut werden können, werden diese in den folgenden Simulationen durch verschiedene kleinere, sich anschließende Bögen ersetzt. Zwar vermindern die kleineren Bögen den Gewölbeschub des großen nicht allein durch ihre Geometrie, da, wie in Kapitel 7.6 gesehen, der kleinere Bogen

den gleichen Gewölbeschub aufbauen muss wie der große, jedoch wird der Gewölbeschub durch die Reibung zwischen Boden und Wand verringert.

Wird die Variante 1 des Modells B ohne feste horizontale Auflager simuliert, bricht der Bogen zusammen, die Simulation wird abgebrochen. Dies hat den Grund, dass die Verschiebungen des Auflagers nach außen so groß werden, dass der Bogen durchschlägt. Es wird im Folgenden versucht, den Bogen durch angrenzende kleinere Bögen zu stabilisieren.

Variante 2: 3er Bogen mit 40 kN/m² Auflast

Simuliert man nun zum Vergleich einen 3er Bogen unter der gleichen Auflast wie der 7er Bogen aus Variante 1, weist dieser zunächst identische Verschiebungs- und Spannungsbilder auf, wie Variante 1, jedoch ist der 3er Bogen auch ohne feste Auflager standfest. Diese Variante dient vor allem der Überprüfung des Gewölbeschubs und dessen Aufnahme durch den umgebenden Boden. D. h., selbst ohne feste Auflager ist der Boden in der Lage eine solche Gegenspannung zum Gewölbeschub des 3er Bogens aufzubauen, dass dieser wirksam kompensiert wird. Die Verschiebungs- und Spannungsbilder werden an dieser Stelle nicht noch einmal dargestellt, da sie mit denen der Variante 1 qualitativ übereinstimmen und sich nur die Werte ändern.

Mit unverschieblichen Auflagern ergeben sich für die Verschiebungen u_x = 0,4 mm und u_y = 2,4 mm und für die Spannungen σ'_{xx} = 4,95 kN/m² und σ'_{yy} = 1,44 kN/m². Die Auflagerkraft in Wandlängsrichtung (Gewölbeschub) beträgt 172,3 kN/lfm.

Ohne feste horizontale Auflager ergeben sich für die Verschiebungen u_x = 9,58 mm und u_y = 50,9 mm und für die Spannungen σ'_{xx} = 5,47 kN/m² und σ'_{yy} = 2,08 kN/m².

Die Verschiebungen, die ohne feste Auflager auftreten, sind zwar etwa 20fach größer als die Verschiebungen im Boden neben den festen Auflagern, jedoch rufen genau diese Verschiebungen im Boden den Erdwiderstand hervor, der noch größere Verschiebungen verhindert und dadurch den Bogen stabilisiert.

Variante 3: 3er, 7er Bogen mit 40 kN/m² Auflast

Es wird nun als Nächstes eine Kombination aus einem 3er und einem 7er Bogen modelliert und simuliert. Beide sind durch die radialsymmetrische Gleichlast von 40 kN/m² belastet und werden zunächst mit und dann ohne feste Auflager an den äußeren Bogenauflagern untersucht. Diese Variante soll zeigen, welche Verschiebungen und Spannungen sich am äußeren Auflager des 3er Bogens und welche sich am äußeren Auflager des 7er Bogens ergeben. Alle folgenden Bögen sind entsprechend der Stützlinien-Geometrie modelliert (siehe Anhang 4).

Mit festen Auflagern ergeben sich folgende Verschiebungen und Spannungen:

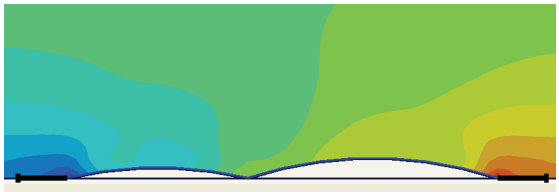


Abbildung 58: Variante 3: u_x

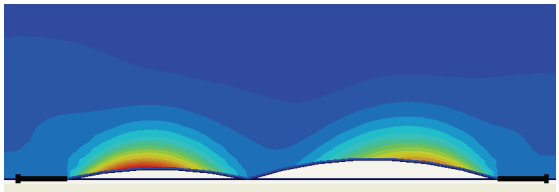


Abbildung 59: Variante 3: u_y

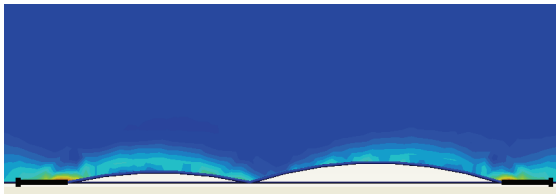


Abbildung 60: Variante 3: σ'_{xx}

Abbildung 61: Variante 3: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei etwa 3,0 mm.

An Abbildung 58 kann man gut erkennen, dass es am gemeinsamen Auflagerpunkt der beiden Bögen keine Horizontalverschiebungen gibt. Diese Unverschieblichkeit im gemeinsamen Auflager ist eine Bedingung für die Stabilität des Systems. Sie zeigt, dass sich die Stützlinien der beiden Bögen so einstellen, dass sich der jeweilige Gewölbeschub gegenseitig aufhebt. Die Maxima der horizontalen Verschiebungen liegen an den äußeren Bogenauflagern und betragen etwa 0,7 mm.

Beide Bögen verformen sich in y-Richtung, d. h. sie werden etwas flacher. Die Verformungen sind jedoch gering und liegen im Bereich von max. 3,0 mm. An beiden Bögen ist

zu sehen, dass sie sich leicht unsymmetrisch an den Außenseiten stärker absenken als an den einander zugewandten (innenliegenden) Bogenhälften. Die hier zu sehenden Verformungen, das Abflachen der Bögen, sind eine Folge der Stauchung der Elemente in sich. Es finden keine Auflagerverschiebungen statt, da diese sich gegenseitig behindern bzw. durch die horizontalen Auflager verhindert werden.

Die Spannungen in x- Richtung haben ihre Maxima im Bereich der äußeren Auflager. Hier erzeugen beide Bögen eine zusätzliche Spannung im umliegenden Boden von ca. 5,70 kN/m². An beiden Bögen ist eine leichte Unsymmetrie bzgl. der Spannungen σ'_{xx} zu erkennen, wie auch bei den Verschiebungen in x-Richtung: Die Bereiche erhöhter Spannungen liegen eher an den Außenseiten des jeweiligen Bogens und erreichen wie beschrieben ihr Maximum an den Auflagerpunkten.

Die Spannungen in y-Richtung sind insgesamt geringer als die in x-Richtung. Sie haben ihr Maximum von 2,05 kN/m² ebenfalls im Bereich der Auflager. Dadurch, dass die Auflager die Verschiebungen der Auflagerpunkte verhindern, sind die Spannungen im Boden in y- Richtung gering.

Die horizontalen Auflagerkräfte an diesem System betragen 282,0 kN/lfm.

Vergleich: $G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{40{,}0 kN/m^2 \cdot (4{,}86m)^2}{8 \cdot 0{,}4m} = 295{,}3 kN/lfm$

Entfernt man nun die festen Auflager, sind die Bögen nur in vertikaler Richtung aufgelagert, in x-Richtung sind sie frei verschieblich und verdrehbar. Es ergibt sich dann folgende Gesamtverformung |u|:

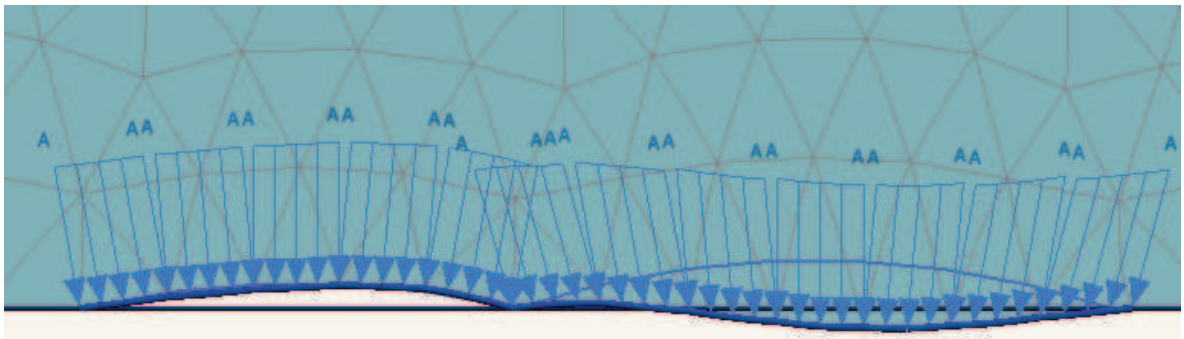


Abbildung 62: Variante 3 - ohne feste Auflager: Gesamtverschiebungen |u|

Die Verformung ist im obigen Bild zweifach überhöht dargestellt. Die maximal auftretende Verformung u_y beträgt 250 mm. Sie tritt in der äußeren Bogenhälfte des großen Bogens auf. 250 mm sind eine sehr große Verschiebung und gehen mit einer starken Verformung des Bogens einher. Solch große Verformungen dürfen in der Realität nicht auftreten.

Abbildung 63: Variante 3 - ohne feste Auflager: u_x

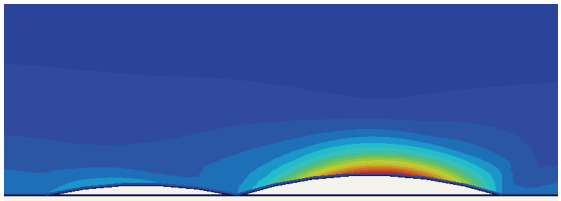


Abbildung 64: Variante 3 - ohne feste Auflager: u_y

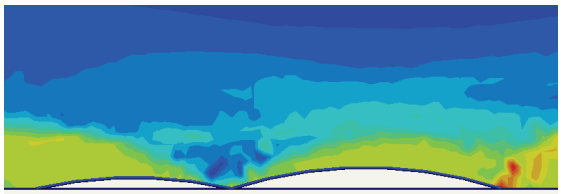


Abbildung 65: Variante 3 - ohne feste Auflager: σ'_{xx}

Abbildung 66: Variante 3 - ohne feste Auflager: σ'_{yy}

Die Verformungen in x-Richtung betragen am linken Auflager des 3er Bogens etwa 19 mm, am rechten Auflager des 7er Bogens etwa 81,2 mm. Am gemeinsamen Auflager treten im Boden Verformungen von etwa 19 mm in Richtung des kleinen Bogens auf. D. h., der kleine Bogen wird nahezu unverformt in seiner Gesamtheit um ca. 19,0 mm verschoben. Dies wurde zusätzlich anhand von Punktdaten überprüft. Hierfür wurden einzelne Punkte auf den Plattenelementen bzw. auf den Netzpunkten des Bodens angewählt und ihre Verschiebungen in x- und y-Richtung sowie die dort auftretenden Spannungen in x- und y-Richtung ausgewertet.

Dieses Ergebnis, dass am Endauflager des großen Bogens wesentlich größere Verschiebungen auftreten als am Endauflager des kleinen Bogens, spricht dafür, dass sich der kleinere Bogen unter dem Gewölbeschub des größeren aufwölbt. Er erzeugt einen erhöhten aktiven Erddruck im dahinterliegenden Boden und erreicht dadurch eine stärkere Kraftumleitung in die y-Richtung, wodurch die Endauflagerverschiebungen in x-Richtung geringer ausfallen.

Die Verformungen u_y sind in der Mitte des 7er Bogens sehr groß. Sie betragen hier etwa 250,4 mm, in der Mitte des 3er Bogens treten kaum Verformungen auf. Betrachtet man den kleinen Bogen etwas genauer, so fällt auf, dass er im rechten Bereich kleinere Verformungen in (negativer) y-Richtung als in der äußeren Bogenhälfte aufweist, der Bogen ist außen flacher. Die ungleichmäßige Verformung u_y des 3er Bogens erklärt sich folgendermaßen: Von rechts drückt der 7er Bogen mit seinem Gewölbeschub gegen das gemeinsame Auflager, er schiebt den 3er Bogen nach außen. Dieser wölbt sich in der innenliegenden Bogenhälfte auf, stützt sich gegen den Boden ab (siehe auch σ'_{xx} an der inneren Bogenhälfte). Die äußere Bogenhälfte des 3er Bogens ist vor allem durch die auf ihn auftreffende Gleichlast verformt: Das Auflager weicht seitlich aus, der Bogen flacht außen ab.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind wie erwartet in den Auflagerbereichen der äußeren Auflager maximal. Sie betragen am linken Auflager des 3er Bogens 2,12 kN/m², am rechten Auflager des 7er Bogens 7,10 kN/m². Hier ist besonders interessant, dass sich die Spannungen σ'_{xx} etwa ab der Bogenmitte bzw. beim 3er Bogen schon etwa ab dem inneren Viertelspunkt nach außen hin fortsetzen. Dies deutet auf eine Abstützung des Bogens gegen den Boden hin.

Die Spannungen in y-Richtung sind maximal am Endauflager des 7er Bogens. Sie erreichen hier einen Wert von 2,45 kN/m². Der große Bogen muss sich nun gegen das Erdreich abstützen und mobilisiert durch die Verschiebung des Auflagerpunktes die Bodenspannungen in x- und in y-Richtung. Eine weitere Spannungsspitze tritt in der inneren Bogenhälfte des 3er Bogens auf: Die Spannung ist hier mit 1,6 kN/m² gering, jedoch ist an Abbildung 66, Seite 106 zu sehen, dass sich die oben erwähnte Aufwölbung des kleineren Bogens unter dem Gewölbeschub des größeren Bogens vor allem in der innenliegenden Bogenhälfte vollzieht. Diese unsymmetrische Aufwölbung des 3er Bogens ist auch gut zu erkennen, wenn man die Gesamtverformungen |u| betrachtet.

Diese Simulation verdeutlicht vor allem Eines: Werden neben dem großen 7er Bogen kleinere Bögen angeordnet, stellen diese eine gute Lastübertragung an den umgebenden Boden dar. Dies wird daran deutlich, dass die Verschiebungen des kleinen Bogens sehr gering sind, wohingegen die freie Seite des großen Bogens enorme Verschiebungen erleidet. Wie in Kapitel 7.6 gezeigt, reicht es nicht, einfach kleinere Bögen neben dem großen anzuordnen, da sich dadurch der Gewölbeschub nicht reduziert. Jedoch ist hier deutlich zu sehen, dass die Mantelreibung, die zusätzlich an den 3er Bögen auftritt den Ge-

wölbeschub reduziert. Eine zusätzliche Reduzierung erfolgt durch die Einspannung der bewehrten Pfähle in den Boden, die allerdings im zweidimensionalen PLAXIS-Modell nicht modelliert werden kann. Eine solche Einspannung ist in diesem PLAXIS 2D Modell nicht zu realisieren, da keine über die Länge der Bohrpfähle veränderlichen Eigenschaften oder Lagerungsbedingungen modellierbar sind. Geht man von einer Einspannung der bewehrten Pfähle im Boden aus, welche sich einerseits aus dem durch die Verschiebungen hervorgerufenen passiven Erddruck und bei dem hier vorliegenden Baugrund andererseits aus der Einbindung in den Tonstein ergibt, müssten die Verschiebungen wesentlich kleiner ausfallen.

Es müssen demnach Systeme gebildet werden, die kleinere Bögen, eventuell auch gerade Wandabschnitte als Auflager besitzen, um zu große Verschiebungen und ein Versagen des großen Bogens zu verhindern.

Zuvor wird in Variante 4 das gleiche System bestehend aus einem 7er und einem 3er Bogen diesmal unter der durchschnittlichen Last (Mittelwert oberhalb der BGS) von 26,0 kN/m² betrachtet.

Variante 4: 3er, 7er Bogen mit 26 kN/m² Auflast

Die Verformungen und Spannungen in Variante 4 entsprechen in ihrer Form und ihrem Ort genau den Verformungen und Spannungen der Variante 3. Lediglich in ihrer Größe sind sie verschieden. Die Verformungen und Spannungen werden an dieser Stelle nicht noch einmal abgebildet.

Mit festen horizontalen Auflagern ergeben sich die maximalen Verschiebungen in x-Richtung von Bodenpartikeln zu 0,7 mm, in y-Richtung zu 1,9 mm. Die maximalen Spannungen σ'_{xx} ergeben sich zu 4,18 kN/m² und σ'_{yy} zu 1,73 kN/m².

Die Auflagerkraft beträgt 183,0 kN/lfm.

Vergleich: $G = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot s} = \frac{26{,}0 kN/m^2 \cdot (4{,}86m)^2}{8 \cdot 0{,}4m} = 191{,}9 kN/lfm$.

Ohne feste horizontale Auflager ergeben sich die maximalen Verschiebungen in x-Richtung zu 53,1 mm, in y-Richtung zu 164,0 mm. Die maximalen Spannungen σ'_{xx} ergeben sich zu 6,20 kN/m² und σ'_{yy} zu 1,83 kN/m².

Die 26,0 kN/m² als gemittelter Wert über die Tiefe der Baugrube führen demnach trotzdem zu einer Abflachung des großen Bogens von 53,1 mm − allerdings unter der Annahme, dass keine Einspannung der bewehrten Pfähle im Boden vorliegt.

Variante 5: 3er, 7er, 3er Bogen mit 40 kN/m² Auflast

Es wird im Folgenden eine Kombination aus einem 3er, einem 7er und einem 3er Bogen untersucht. So stellt diese Variante eine Erweiterung der Variante 3 dar. Die Kombination aus einem 3er und einem 7er Bogen (Variante 3) wir hier um einen zweiten 3er Bogen erweitert, um zu überprüfen, ob und wie weit der Gewölbeschub des 7er Bogens durch die Anordnung der zusätzlichen Bögen an beiden Seiten reduziert werden kann. Mit festen Auflagern ergeben sich folgende Verschiebungen und Spannungen:

Abbildung 67: Variante 5: u_x

Abbildung 68: Variante 5: u_y

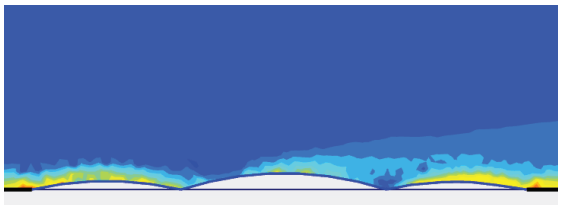


Abbildung 69: Variante 5: σ'_{xx}

Abbildung 70: Variante 5: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei maximal 4,1 mm.

An Abbildung 67, Seite 109 kann man erkennen, dass es am gemeinsamen Auflagerpunkt der beiden Bögen keine Horizontalverschiebungen gibt. Die Maxima der horizontalen Verschiebungen im Boden liegen an den äußeren Bogenauflagern und betragen etwa 0,7 mm.

Die 3er Bögen verformen sich in y-Richtung um maximal 4,1 mm, dabei ist an den beiden 3er Bögen zu sehen, dass sie sich leicht unsymmetrisch an den Außenseiten stärker absenken als an den innenliegenden Bogenhälften. Es finden keine Auflagerverschiebungen statt, da diese sich gegenseitig behindern bzw. durch die horizontalen Auflager verhindert werden. Dass die beiden 3er Bögen sich leicht ungleich verformen, ist zufällig und Zeichenungenauigkeiten bei der Modellbildung zuzuschreiben.

Die Spannungen in x- Richtung haben ihre Maxima im Bereich der äußeren Auflager. Hier erzeugen beide Bögen eine zusätzliche Spannung im umliegenden Boden von ca. 4,80 kN/m². Die beiden 3er Bögen erzeugen im umliegenden Boden auf ihrer gesamten Breite erhöhte Horizontalspannungen und diese erreichen wie beschrieben ihr Maximum an den Auflagerpunkten. Die Bögen haben zwar ein festes Auflager, stützen sich aber auch gegen den Boden ab.

Die Spannungen in y-Richtung sind insgesamt geringer als die in x-Richtung. Sie haben ihr Maximum von 1,12 kN/m² ebenfalls im Bereich der Auflager. Dadurch, dass die Auflager die Verschiebungen der Auflagerpunkte verhindern, sind die Spannungen im Boden in y-Richtung gering. Kleine Bereiche erhöhter Spannungen treten an den innenliegenden Bogenhälften der 3er Bögen auf. Hier wölben sich die kleinen Bögen durch den Gewölbeschub des großen Bogens auf und stützen sich gegen den Boden ab.

Die Auflagerkräfte an diesem System betragen 280,1 kN/lfm. Im Vergleich zur Variante 3 sind die Auflagerkräfte etwas geringer (Variante 3: 282,0 kN/lfm), dies deutet darauf hin, dass die kleinen Bögen insgesamt eine bessere Kraftübertragung des Gewölbeschubs an den Boden erlauben als der große Bogen. Ein deutlicherer Unterschied wird sich bei den Verschiebungen in x-Richtung zeigen, wenn diese Bögen ohne feste Auflager betrachtet werden.

Entfernt man nun die Anker, sind die Bögen nur in vertikaler Richtung aufgelagert und es ergibt sich eine maximale Gesamtverformung |u| von 106,8 mm.

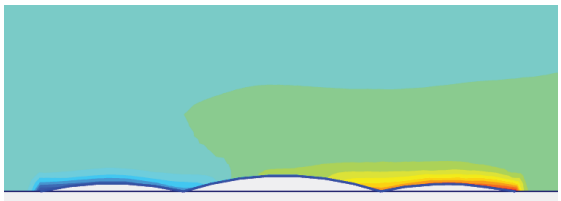


Abbildung 71: Variante 5 – ohne feste Auflager: u_x

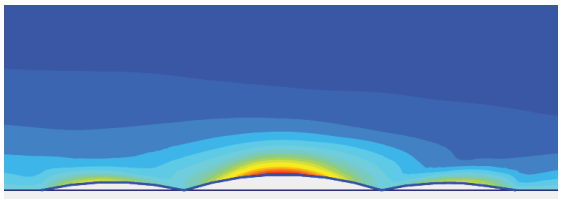


Abbildung 72: Variante 5 – ohne feste Auflager: u_y

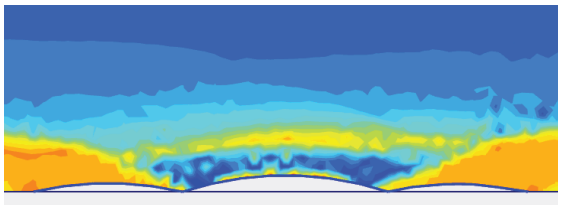


Abbildung 73: Variante 5 – ohne feste Auflager: σ'_{xx}

Abbildung 74: Variante 5 – ohne feste Auflager: σ'_{yy}

Die Verformungen in x-Richtung betragen an den äußeren Auflagern der 3er Bögen etwa 32,6 mm. Am gemeinsamen Auflager treten im Boden Verformungen von etwa 18,0 mm in Richtung des kleinen Bogens auf, d. h. der kleine Bogen wird etwas gestaucht und wölbt sich auf.

Die Verformungen u_y sind in der Mitte des 7er Bogens am größten. Sie betragen hier etwa 106,7 mm, in der Mitte des 3er Bogens treten Verformungen von etwa 40,0 mm auf. Betrachtet man die kleinen Bögen etwas genauer, so fällt auf, dass sie in der äußeren Bogenhälfte größere Verformungen in negativer y-Richtung aufweisen, d. h. die Bögen flachen außen stärker ab. Wie bei Variante 3 erklärt, ergibt sich die ungleichmäßige Verformung u_y der 3er Bögen aus der Aufwölbung der innenliegenden Bogenbereiche durch den großen Gewölbeschub des 7er Bogens. Die äußere Bogenhälfte des 3er Bogens ist vor allem durch die auf ihn auftreffende Gleichlast verformt: Das Auflager weicht seitlich aus, der Bogen flacht außen ab. Insgesamt sind die Verformungen in y-Richtung so groß, dass sie in der Realität nicht zulässig sind.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind wie erwartet in den Bereichen der äußeren Auflager maximal. Sie betragen 4,27 kN/m. Deutlich zu sehen ist vor allem,

dass die 3er Bögen über ihre gesamte Breite Bereiche deutlich erhöhter Spannungen in x-Richtung aufbauen. Offensichtlich stützen sie sich gegen den Boden ab, um dem Gewölbeschub des großen Bogens standzuhalten.

Die Spannungen in y-Richtung sind maximal an den Innenseiten der kleinen Bögen. Offensichtlich wölben diese sich unter dem Gewölbeschub des 7er Bogens auf und erzeugen eine erhöhte Spannung von 0,76 kN/m² im anliegenden Boden.

Die These, dass kleine Bögen, die neben dem 7er Bogen angeordnet werden, für eine bessere Lastübertragung an den umgebenden Boden sorgen, bestätigt sich hier. Die in Variante 3 auftretenden Verschiebungen u_x am Auflager des 7er Bogens können durch die 3er Bögen von 81,2 mm auf 32,6 mm reduziert werden.

Es wird nun anschließend wiederum das System unter einer radialen Gleichlast von durchschnittlichen 26 kN/m² untersucht und danach ein System bestehend aus einem 3er, einem 7er und einem 5er Bogen.

Variante 6: 3er, 7er, 3er Bogen mit 26 kN/m² Auflast

Die Verformungen und Spannungen in Variante 6 entsprechen in ihrer Form und ihrem Ort genau den Verformungen und Spannungen der Variante 5. Lediglich in ihrer Größe sind sie verschieden. Die Verformungen und Spannungen werden an dieser Stelle nicht noch einmal abgebildet.

Mit festen horizontalen Auflagern ergeben sich die maximalen Verschiebungen in x-Richtung zu 0,5 mm, in y-Richtung zu 2,4 mm. Die maximalen Spannungen σ'_{xx} ergeben sich zu 5,34 kN/m² und σ'_{yy} zu 2,08 kN/m².

Die horizontale Auflagerkraft beträgt 181,6 kN/lfm. (Variante 4 hatte 183,0 kN/lfm.)

Ohne feste horizontale Auflager ergeben sich die maximalen Verschiebungen in x-Richtung zu 17,1 mm, in y-Richtung zu 68,9 mm. Die maximalen Spannungen σ'_{xx} ergeben sich zu 4,18 kN/m² und σ'_{yy} zu 0,77 kN/m².

Die 26,0 kN/m² als gemittelter Wert über die Tiefe der Baugrube führen demnach zu einer Abflachung des großen Bogens um 68,9 mm. Diese Verformung des Bogens ist immer noch relativ groß, jedoch wesentlich kleiner als die 106,7 mm der Variante 5. Hinzu

kommt, dass unter der Annahme der bei Variante 3 beschriebenen Einspannung der bewehrten Pfähle im Boden die realen Verschiebungen wesentlich kleiner ausfallen müssten.

Variante 7: 3er, 7er, 5er Bogen mit 40 kN/m² Auflast

Um zu untersuchen, ob die Größe des den Gewölbeschub aufnehmenden Bogens Einfluss auf die Qualität der Lastabtragung hat, wird nun ein System bestehend aus einem 3er, einem 7er und einem 5er Bogen untersucht. Sie werden jeweils mit einer radialsymmetrischen Last von 40 kN/m² beaufschlagt. Die Ergebnisse sind im Folgenden graphisch dargestellt.

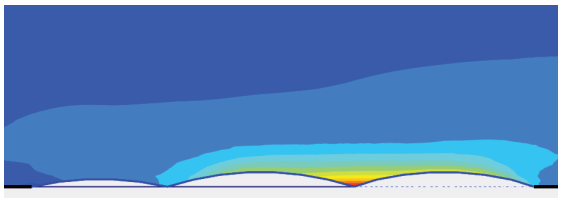


Abbildung 75: Variante 7: u_x

Abbildung 76: Variante 7: u_y

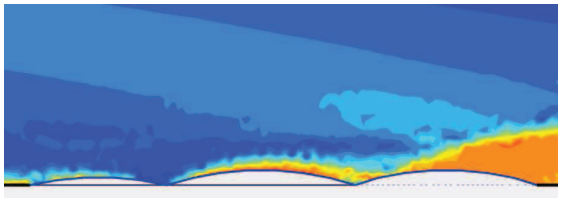


Abbildung 77: Variante 7: σ'_{xx}

Abbildung 78: Variante 7: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei maximal 1,3 mm.

An Abbildung 75 ist zu erkennen, dass es am gemeinsamen Auflagerpunkt des 3er und 7er Bogens kaum Verschiebungen in x-Richtung gibt (0,4 mm), das gemeinsame Auflager des 7er und 5er Bogens wird um 4,4 mm nach rechts verschoben. Dies ist das Maximum der Verschiebungen in x-Richtung.

Der 3er Bogen verformt sich in negativer y-Richtung um etwa 2,0 mm, der 7er um etwa 10,9 mm. Maximalwerte der Verschiebungen in y-Richtung treten in der Mitte des 5er Bo-

gens auf, hier jedoch in positiver y-Richtung. Das heißt, der Bogen wölbt sich auf und erreicht Verschiebungswerte von 7,1 mm in positiver y-Richtung, der dahinter liegende Boden verschiebt sich sogar um 13,9 mm.

Die Verschiebung des Auflagers in x-Richtung sowie die Aufwölbung des 5er Bogens deuten darauf hin, dass die Stützlinie des 5er Bogens nicht optimal ermittelt wurde. Der 5er Bogen ist nicht in der Lage, dem Gewölbeschub des 7er Bogens einen ausreichenden Widerstand entgegen zu setzen. Der 5er Bogen müsste noch einmal optimiert werden und einen flacheren Verlauf der Stützlinie nachempfinden.

Die Spannungen in x-Richtung haben ihre Maxima in der rechten Bogenhälfte des 7er Bogens und im kompletten Bereich des 5er Bogens und betragen etwa 4,20 kN/m². Der 5er Bogen stützt sich gegen den Boden ab, der Druck setzt sich im Boden fort und breitet sich schräg nach hinten aus.

Die Spannungen in y-Richtung haben ihr Maximum von 0,71 kN/m² an der linken Bogenhälfte des 5er Bogens. Offensichtlich wölbt sich der 5er Bogen auf und erzeugt an dieser Stelle im Boden einen erhöhten Erddruck.

Entfernt man nun die festen Auflager, sind die Bögen nur in vertikaler Richtung aufgelagert und es ergibt sich eine maximale Gesamtverformung |u| von 205,3 mm. Die einzelnen Verschiebungen und Spannungen sind in den folgenden Abbildungen dargestellt.

Abbildung 79: Variante 7 - ohne feste Auflager: u_x

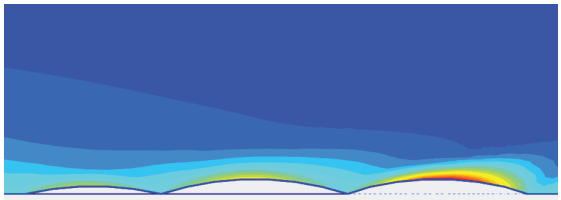


Abbildung 80: Variante 7 - ohne feste Auflager: u_y

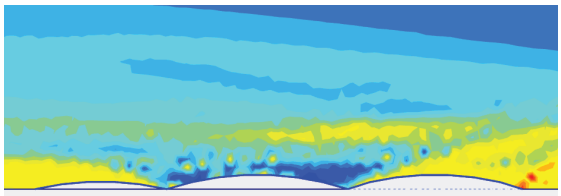


Abbildung 81: Variante 7 - ohne feste Auflager: σ'_{xx}

Abbildung 82: Variante 7 - ohne feste Auflager: σ'_{yy}

Die Verformungen in x-Richtung betragen an den äußeren Auflagern des 5er Bogens etwa 99,6 mm. Am gemeinsamen Auflager des 7er und des 5er Bogens treten im Boden Verformungen von etwa 20,0 mm in Richtung des 5er Bogens auf, d. h. der 5er Bogen wird insgesamt flacher und breiter.

Die Verformungen u_y sind in der äußeren Bogenhälfte des 5er Bogens am größten. Sie betragen hier etwa 197,9 mm, in der Mitte des 7er Bogens treten Verformungen von etwa 80,0 mm auf. Betrachtet man den 5er Bogen etwas genauer, sieht man, dass der Bogen außen stärker abflacht als zur Mitte hin.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind im äußeren Auflagerbereich des 5er Bogens maximal. Sie betragen 5,20 kN/m. Zusätzlich bilden sich sowohl hinter dem 3er als auch hinter dem 5er Bogen Bereiche erhöhter Spannung in x-Richtung aus. Diese beträgt hier etwa 3,0 kN/m². Beide äußeren Bögen stützen sich demnach gegen den Boden ab, wobei der 5er Bogen einen maximalen Druck erzeugt. Der 3er Bogen scheint demzufolge geeigneter, um den Gewölbeschub des 7er Bogens an den Boden weiterzugeben.

Auch die Spannungen in y-Richtung sind am äußeren Auflager des 5er Bogens maximal. Sie erreichen hier einen Wert von 1,40 kN/m², welcher nur sehr lokal auftritt.

Wiederum bestätigt sich die These, dass kleine Bögen, die neben dem 7er Bogen angeordnet werden, für eine bessere Lastübertragung an den umgebenden Boden sorgen. Im Vergleich mit Variante 5 wird jedoch deutlich, dass ein System mit zwei 3er Bögen neben dem 7er Bogen deutlich geringere Verschiebungs- und Spannungswerte erzeugt als das hier betrachtete System mit einem 3er und einem 5er Bogen neben dem 7er Bogen. So erhöhen sich durch den Einsatz des 5er Bogens die maximalen Verschiebungen in x-Richtung von 32,6 mm auf 99,6 mm, diejenigen in y-Richtung von 106,7 mm auf 197,9 mm.

Um die hier gewonnenen Ergebnisse weiter zu optimieren, wird nun in Variante 8 ein System mit doppelten 3er Bögen neben einem 7er Bogen betrachtet. Anschließend wird das hier ausgeführte System (Variante 7: 3er, 7er, 5er) rechts um einen 3er Bogen erweitert, um herauszufinden, welche Auswirkungen diese Optimierungsmaßnahmen auf die Verschiebungen und Spannungen haben.

Variante 8: 3er, 3er, 7er, 3er, 3er Bogen mit 26 kN/m² Auflast

Das hier betrachtete System ist eine Erweiterung der Variante 6: Es besteht aus einem 7er Bogen, der zu beiden Seiten von jeweils zwei 3er Bögen flankiert wird. Alle Bögen sind durch eine radialsymmetrische Last von 26 kN/m² belastet.

Sind an den äußeren Auflagern der äußeren Bögen feste Auflager angeordnet, ergeben sich folgende Verschiebungen und Spannungen:

Abbildung 83: Variante 8: u_x

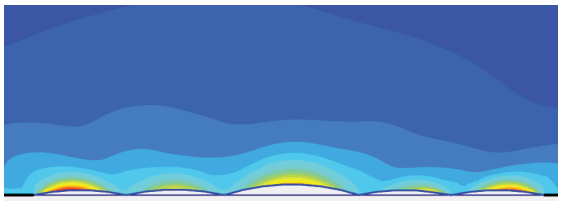


Abbildung 84: Variante 8: u_y

Abbildung 85: Variante 8: σ'_{xx}

Abbildung 86: Variante 8: σ'_{yy}

Die Verschiebungen in x-Richtung sind exakt symmetrisch in der linken und rechten Hälfte des Systems. Die Maximalwerte betragen 0,44 mm und treten neben den äußeren Auflagerpunkten auf. Die mittleren 3er Bögen erfahren in ihrer Gesamtheit eine leichte Verschiebung von etwa 0,2 mm nach außen, wobei die Auflager jedes Bogens gleich stark verschoben werden. Diese mittleren Bögen erfahren demnach keine Stauchung in x-Richtung und geben demzufolge auch den Gewölbeschub unverändert an die äußersten Bögen weiter.

Die Verformungen u_y sind an den Außenseiten der äußersten Bögen und in der Mitte des 7er Bogens am größten. Sie betragen hier etwa 1,28 mm. Offensichtlich flachen die äußeren Hälften der äußersten Bögen stärker ab als die inneren Hälften. Die Bögen werden zusätzlich zur radialsymmetrischen Last auch durch den Gewölbeschub aus dem 7er Bogen belastet, können allerdings durch das feste Auflager nicht nach außen ausweichen.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind an den äußersten Auflagern maximal. Sie betragen 5,43 kN/m. Die Spannungen in x-Richtung sind im gesamten Bereich der äußeren Bögen erhöht (etwa 3,10 kN/m²).

Die Spannungen in y-Richtung sind maximal an den Innenseiten der äußersten Bögen, offensichtlich wölben diese sich unter dem Gewölbeschub des 7er Bogens auf und erzeugen eine erhöhte Spannung von 1,78 kN/m² im anliegenden Boden.

Simuliert man nun dieses System ohne feste Auflager an den äußeren Auflagerpunkten, bricht das System zusammen. Offensichtlich reicht eine reine Aneinanderkettung von kleineren Bögen nicht aus, um eine optimale Lastübertragung des Gewölbeschubs an den Boden zu ermöglichen, wenn mit der Länge der Wand auch die Summe der Lasten auf die Wand ansteigt.

Damit das System unter der vorgegebenen Last nicht zusammenbricht, wird es etwas abgeändert: Die 3er Bögen bleiben in der Simulation alle im Inneren mit Boden gefüllt. Das heißt, es findet im Inneren der 3er Bögen kein Aushub statt. Dadurch dient dieser Boden den Bögen zusätzlich als Stützung und sollte die Verschiebungen deutlich reduzieren.

Für dieses System ergeben sich folgende Verschiebungen und Spannungen:

Abbildung 87: Variante 8 - ohne feste Auflager: u_x

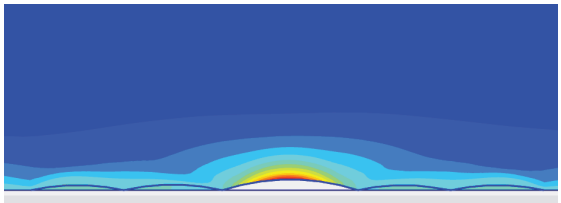


Abbildung 88: Variante 8 - ohne feste Auflager: u_y

Abbildung 89: Variante 8 - ohne feste Auflager: σ'_{xx}

Abbildung 90: Variante 8 - ohne feste Auflager: σ'_{yy}

Die Verschiebungen in x-Richtung sind über den kompletten Bereich der 3er Bögen maximal und betragen 14,1 mm (Vergleich Variante 6: 17,1 mm). Die Verschiebungen u_x sind symmetrisch zur Systemachse und über die Breite der doppelten 3er Bögen jeweils konstant, d. h., die Auflager des 7er Bogens verschieben sich und die angrenzenden 3er Bögen um 14,1 mm in beide Richtungen.

Die Verschiebungen in y-Richtung sind in der Mitte des 7er Bogens maximal und betragen 78,8 mm. Die angrenzenden 3er Bögen weisen keine Verschiebungen in y-Richtung auf, da sie jeweils von beiden Seiten im Boden eingebettet sind.

Die Spannungen in x-Richtung breiten sich von den Auflagern des 7er Bogens schräg nach außen hin aus und betragen etwa 5,0 kN/m². Weitere Maxima sind in den Innenbereichen der inneren 3er Bögen zu finden. Diese sind jedoch nicht als realistisch zu betrachten, da das unverschiebliche Auflager des unteren Randes des Berechnungsausschnittes nicht der Realität entspricht.

In y-Richtung treten außerhalb der Bögen keine Spannungen auf, lediglich in den Innenbereichen der 3er Bögen. Diese sind jedoch, wie bei den Spannungen in x-Richtung bereits erklärt, den Lagerbedingungen des Berechnungsausschnittes geschuldet.

Im Vergleich zur Variante 6 weist dieses System kleinere Verschiebungen in x-Richtung auf (Variante 6: u_x = 17,1 mm, Variante 8: u_x = 14,1 mm), die Verschiebungen in y-Richtung sind hingegen größer (Variante 6: u_y = 68,9 mm, Variante 8: u_y = 78,8 mm). Die effektiven Spannungen in x- und y- Richtung steigen leicht an (Variante 6: σ'_{xx} = 4,18 kN/m², σ'_{yy} = 0,77 kN/m², Variante 8: σ'_{xx} = 5,99 kN/m², σ'_{yy} = 1,00 kN/m²).

Daraus folgt, dass das System der Variante 8 ohne feste Auflager keine wesentlich besseren Ergebnisse als das der Variante 6 liefert. Eine Verbesserung kann lediglich zur ursprünglichen Variante 8 (ohne Erd-Füllung in den äußeren Bögen) gesehen werden, die unter der vorgesehenen Last zusammenbrach. Dies konnte durch die im Inneren der 3er Bögen belassene Erd-Füllung verhindert werden.

Aus den Varianten 6, 7 und 8 kann demnach geschlussfolgert werden, dass die Größe des kleineren Gewölbeschub-aufnehmenden Bogens von Bedeutung ist, nicht aber die Anzahl der angeordneten Bögen, da sich mit der Anzahl der Bögen auch die Summe der auf sie wirkenden Lasten erhöht. Um den Vergleich abzurunden, soll in der folgenden Variante ein System aus 3er, 7er, 5er und 3er Bögen betrachtet werden.

Variante 9: 3er, 7er, 5er, 3er Bogen mit 40 kN/m² Auflast

Wird nun ein System bestehend aus einem 3er Bogen, einem 7er Bogen, einem 5er Bogen und einem 3er Bogen modelliert und simuliert, ergeben sich für die Alternative mit festen Auflagern folgende Verschiebungen und Spannungen:

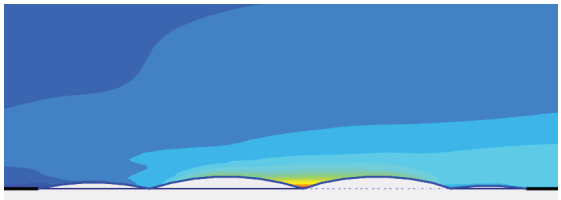


Abbildung 91: Variante 9: u_x

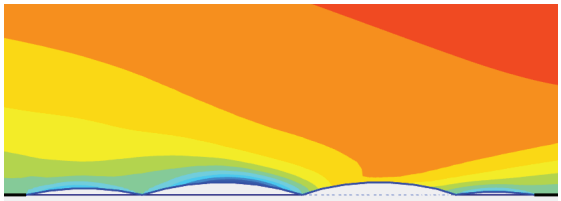


Abbildung 92: Variante 9: u_y

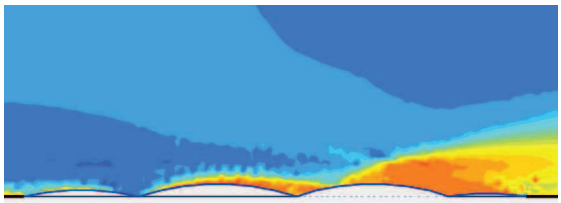


Abbildung 93: Variante 9: σ'_{xx}

Abbildung 94: Variante 9: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei maximal 13,6 mm.

An Abbildung 91 ist zu erkennen, dass es am gemeinsamen Auflagerpunkt des 3er und 7er Bogens kaum Verschiebungen in x-Richtung gibt (0,5 mm) das gemeinsame Auflager des 7er und 5er Bogens wird um 3,6 mm nach rechts verschoben. Dies ist das Maximum der Verschiebungen in x-Richtung.

Die 3er Bögen verformen sich in negativer y-Richtung um etwa 2,0 mm, der 7er Bogen um etwa 6,0 mm. Maximalwerte der Verschiebungen in y-Richtung treten in der Mitte des 5er Bogens auf, hier jedoch in positiver y-Richtung. Das heißt, der Bogen wölbt sich auf und erreicht Verschiebungswerte von 9,0 mm in positiver y-Richtung, der dahinter liegende Boden verschiebt sich sogar um 13,6 mm.

Wie in Variante 7 deuten die Verschiebungen des Auflagers in x-Richtung sowie die Aufwölbung des 5er Bogens darauf hin, dass die Stützlinie des 5er Bogens nicht optimal ermittelt wurde. Der 5er Bogen ist nicht in der Lage, dem Gewölbeschub des 7er Bogens

einen ausreichenden Widerstand entgegen zu setzen. Der 5er Bogen müsste noch einmal optimiert werden und einen flacheren Verlauf der Stützlinie nachempfinden.

Die Spannungen in x-Richtung haben ihre Maxima in der rechten Bogenhälfte des 7er Bogens und im kompletten Bereich des 5er Bogens und betragen etwa 4,13 kN/m². Der 5er Bogen stützt sich gegen den Boden ab, der Druck setzt sich im Boden fort und breitet sich schräg nach hinten aus.

Die Spannungen in y-Richtung erreichen ihr Maximum von 0,77 kN/m² an der linken Bogenhälfte des 5er Bogens. Der 5er Bogen wölbt sich auf und erzeugt im Boden einen erhöhten Erddruck.

Die Auflagerkräfte an diesem System betragen am linken Auflager b 273,0 kN/lfm und am rechten Auflager 269,0 kN/lfm. Im Vergleich zur Variante 7 (3er, 7er, 5er) sind die Auflagerkräfte in dieser Variante größer (Variante 7: 269,2 kN/lfm und 265,8 kN/lfm).

Entfernt man nun die festen Auflager, sind die Bögen nur in vertikaler Richtung aufgelagert. Dieses System bricht unter der Last von 40 kN/m² zusammen. Es wird demnach nicht weiter betrachtet, stattdessen wird dasselbe System unter einer radialsymmetrischen Gleichlast von 26 kN/m² simuliert.

Variante 10: 3er, 7er, 5er, 3er Bogen mit 26 kN/m² Auflast

Die Darstellungen der Verschiebungen und Spannungen sehen exakt wie die der Variante 9 aus und werden hier nicht noch einmal abgebildet. Die ermittelten Werte betragen 2,1 mm maximale Verschiebung in x-Richtung, 6,2 mm maximale Verschiebung in y-Richtung, 3,70 kN/m² maximale Spannung in x-Richtung und 0,75 kN/m² maximale Spannung in y-Richtung. Die Auflagerkräfte betragen jeweils 177,0 kN/lfm.

Betrachtet man nun dieses System unter 26 kN/m² Gleichlast ohne feste horizontale Auflager erhält man folgende Ergebnisse:

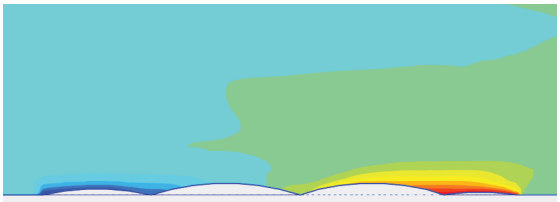


Abbildung 95: Variante 10: u_x

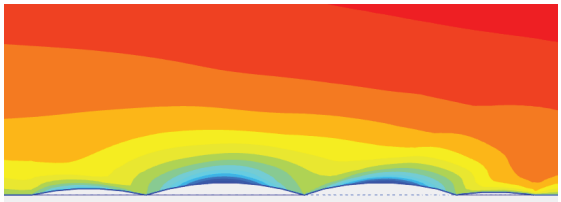


Abbildung 96: Variante 10: u_y

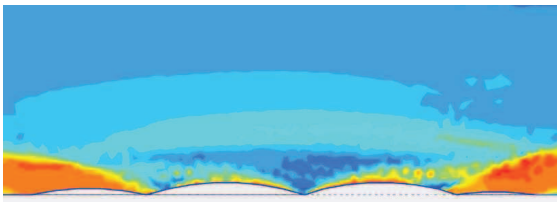


Abbildung 97: Variante 10: σ'_{xx}

Abbildung 98: Variante 10: σ'_{yy}

In diesem System mit verschieblichen Auflagern der Bogenenden ergeben sich die Verschiebungen in x-Richtung zwischen dem 7er und dem 5er Bogen zu Null, die beiden 3er Bögen werden in ihrer Gesamtheit um 23, 5 mm nach außen verschoben.

Die Verformungen u_y sind in der Mitte des 7er und des 5er Bogens am größten. Sie betragen hier etwa 68,6 mm. Betrachtet man den 5er Bogen genauer, sieht man, dass der Bogen außen etwas stärker abflacht als in der Mitte.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind im Bereich der 3er Bögen maximal. Sie betragen 4,05 kN/m. Es bilden sich Bereiche erhöhter Spannung in x-Richtung aus, welche von den 3er Bögen schräg nach außen wegstrahlen. Beide äußeren Bögen stützen sich demnach gegen den Boden ab.

Die Spannungen in y-Richtung sind maximal an den Innenseiten der 3er Bögen. Sie erreichen hier einen Wert von 0,72 kN/m².

Im Vergleich mit Variante 6 haben die Verschiebungen in x-Richtung durch das Einfügen des 5er Bogens leicht zugenommen (Variante 6: 17,1 mm, Variante 10: 23,5 mm), die Verschiebungen in y-Richtung sind gleich geblieben und auch die Spannungen in x- und y-Richtung sind in Variante 10 nur unwesentlich kleiner. Die erhöhten Verschiebungen in x-Richtung resultieren nicht aus der Anzahl der aneinander gereihten Bögen, sondern vielmehr aus der Geometrie des 5er Bogens, der nicht ganz optimal modelliert ist.

Es werden im Folgenden noch drei Systeme untersucht: Zum Ersten ein System mit einem 9er Bogen, dann ein System wie Variante 8 mit einem Bohrpfahl-Halbkreisbogen als Endauflager und zuletzt ein 3er-7er-System unter unsymmetrischer Last.

Variante11: 3er, 9er, 3er Bogen mit 26 kN/m² Auflast

Die Untersuchung eines 3er-9er-3er-Systems soll zur Abschätzung der Machbarkeit von Bögen mit noch größerer Stützweite ohne Erhöhung der Stichhöhe beitragen. Der 9er Bogen und die 3er Bögen werden durch eine radialsymmetrische Gleichlast von 26,0 kN/m² belastet.

Der 9er Bogen hat eine reale Stützweite von 6,62 m mit 0,2 m Stichhöhe (siehe Abbildung 99).

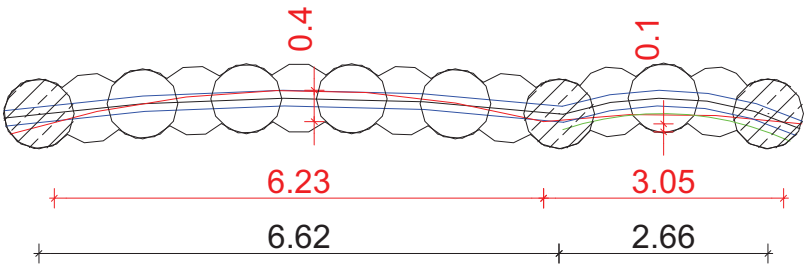


Abbildung 99: 9er, 3er Bogen

Wie in Abbildung 99 zu sehen, ist der Gewölbeschub des 9er Bogens so groß, dass die Stützlinie des 3er Bogens gerade noch innerhalb der zweiten Kernfläche verläuft. Sie hat eine Stichhöhe von 0,1 m.

Für die an die Stützlinie angepasste Bogenform ergeben sich folgende Werte der Verschiebungen und Spannungen:

Abbildung 100: Variante 11: u_x

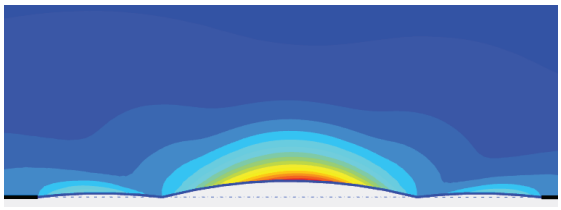


Abbildung 101: Variante 11: u_y

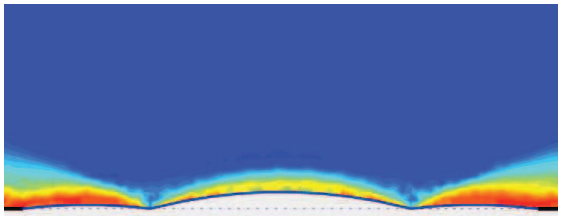


Abbildung 102: Variante 11: σ'_{xx}

Abbildung 103: Variante 11: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei maximal 4,1 mm.

An Abbildung 100 kann man erkennen, dass es an den gemeinsamen Auflagerpunkten der beiden Bögen maximale Horizontalverschiebungen gibt, die sich entlang der 3er Bögen fortsetzen und 0,8 mm betragen. Die Verschiebungen sind seitensymmetrisch.

In y-Richtung verschiebt sich der Boden direkt hinter dem 9er Bogen am stärksten und zwar um 4,9 mm.

Die Spannungen in x- Richtung haben ihre Maxima im Bereich der 3er Bögen. Sie betragen 3,70 kN/m² und setzen sich über die gesamt Breite der 3er Bögen nach außen hin fort.

Die Spannungen in y-Richtung betragen maximal 1,12 kN/m². Sie haben ihr Maximum ebenfalls im Bereich der gemeinsamen Auflager. Dadurch, dass die äußeren, festen Auflager die Verschiebungen der Auflagerpunkte verhindern, sind die Spannungen im Boden in y-Richtung gering. Kleine Bereiche erhöhter Spannungen treten an den innenliegenden Bogenhälften der 3er Bögen auf. Hier wölben sich die kleinen Bögen durch den Gewölbeschub des großen Bogens auf und stützen sich gegen den Boden ab.

Die Auflagerkräfte an diesem System betragen 299,0 kN/lfm. Im Vergleich zur Variante 5 sind die horizontalen Auflagerkräfte größer (Variante 3: 280,1 kN/lfm), was natürlich auf die größere Stützweite und Lastangriffsfläche des 9er Bogens im Vergleich zum 7er Bogen zurückzuführen ist.

Entfernt man die festen Auflager, ist das System nicht mehr standsicher und bricht unter der aufgegebenen Last von 26,0 kN/m² zusammen. Es liegen keine weiteren Ergebnisse hierfür vor.

Es können aus dieser PLAXIS 2D-Simulation keine aussagekräftigen Ergebnisse über die Standfestigkeit des 9er Bogens getroffen werden. Die einzige Aussage, die sich über den 9er Bogen treffen lässt, ist, dass in diesem Modell die Mantelreibung der 3er Bögen nicht ausreicht, um den Zusammenbruch der Bogengruppe zu verhindern. Allerdings berücksichtigt die zweidimensionale Modellierung des Systems – wie bereits in den anderen Varianten angedeutet – nicht die Einbindung der Bohrpfähle in den Boden und, da den eingesetzten Plattenelemente keine Dicke zugewiesen ist, keinen Erdwiderstand auf den jeweils äußersten Pfahl. Die Standsicherheit des 9er Bogens mit einer Stichhöhe von 0,2 m kann rechnerisch durch einen Vergleich der Gewölbeschubkräfte mit den ihnen entgegenwirkenden Kräften nachgewiesen werden (siehe Kapitel 7.6).

Variante12: wie 6. Variante, mit Halbkreis-Bogen am Endauflager

Die Variante 12 hat zunächst denselben Aufbau wie Variante 6, bestehend aus einem 3er, einem 7er und einem 3er Bogen. Der Unterschied besteht nun darin, dass statt eines zweiten festen Auflagers in x-Richtung ein großer Halbkreisbogen mit denselben Materialeigenschaften wie die restlichen Bögen modelliert wurde. Dieser Halbkreisbogen wurde in Anlehnung an runde oder ovale Ziel- und Pressgruben gewählt, deren runde Form einerseits dazu führt, dass der Erddruck ein eigenes Bodengewölbe ausbildet und geringer ausfällt. Zum anderen ist die runde Form gut dazu geeignet, große Lasten gleichmäßig an den Boden abzugeben. Anders als auf alle anderen überschnittenen Bohrpfahl-Bögen wurde auf den Halbkreisbogen keine zusätzliche Last aufgegeben. Die Ergebnisse der Variante 12 sind in den folgenden Abbildungen dargestellt.

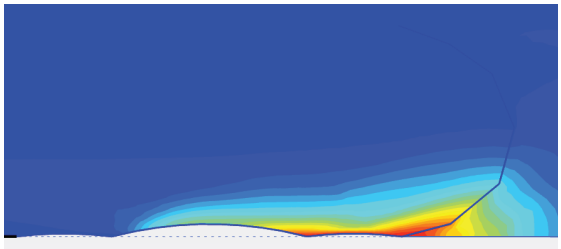


Abbildung 104: Variante 12: u_x

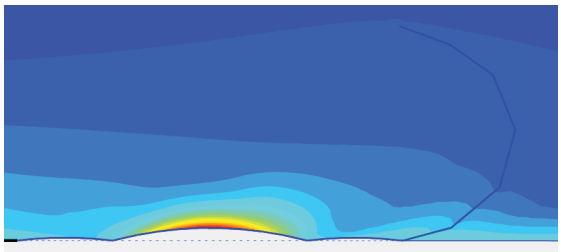


Abbildung 105: Variante 12: u_y

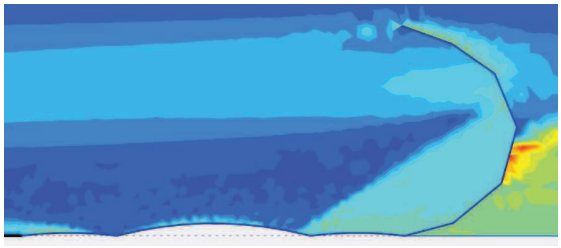


Abbildung 106: Variante 12: σ'_{xx}

Abbildung 107: Variante 12: σ'_{yy}

Das hier gewählte Modell scheint jedoch nicht ausgereift zu sein. Die Verschiebungen in x-Richtung treten wie erwartet vor allem im Bereich des verschieblichen Auflagers auf, werden jedoch nicht vom Halbkreisbogen an den Boden weitergegeben. Die maximalen Verschiebungen betragen am äußeren Bogenauflager 91,8 mm. Die Verschiebungen in y-Richtung sind in der Mitte des 7er Bogens maximal und betragen 319,1 mm. Solche enormen Verschiebungen dürfen in der Realität nicht auftreten. Daher ist eine Überarbeitung dieses Varianten-Modells angebracht.

Betrachtet man die Spannungen in x-Richtung, sieht man einen Bereich maximaler Spannung etwa in der Mitte des Halbkreisbogens. Die Spannungen in x-Richtung betragen hier 7,69 kN/m². Die maximalen Spannungen in y-Richtung treten etwa im selben Bereich auf und haben ein Maximum von 4,11 kN/m².

Das verbleibende feste Auflager muss Kräfte in x-Richtung von nur 11,5 kN/lfm aufnehmen. Allein dieser Wert zeigt, dass der Halbkreisbogen in diesem Modell nicht als echtes festes Auflager gesehen werden darf. Offensichtlich verschiebt sich fast die ganze rechte Hälfte des ursprünglichen 3er-7er-3er-Modells nach rechts und baut keinen Druck auf das linke Auflager auf.

Diese Modellierung und Simulation ergibt keine Ergebnisse, die Rückschlüsse auf den eventuell vorteilhaften Einsatz von Wand-End-Bögen erlauben. Zur Verbesserung dieses Modells wird vorgeschlagen, auch auf den Halbkreisbogen den errechneten Erddruck als zusätzliche Last aufzugeben. Dadurch würde diese Last den starken Verschiebungen des Halbkreisbogens entgegenwirken. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme könnte in weiteren Simulationen untersucht werden. Zusätzlich sollte untersucht werden, ob der angehängte Bogen eine Fortführung des letzten Wand-Bogens sein sollte, oder ob seine Krümmung und Richtung unabhängig von diesem letzten Bogen ist.

Variante 13: 3er, 7er Bogen mit 20,0 kN/m² und 30,0 kN/m² Auflast

Als letzte Variante wird ein System bestehend aus einem 3er und einem 7er Bogen untersucht, welches unter ungleicher Last steht: Der 3er Bogen und die innenliegende Seite des 7er Bogens werden mit 20 kN/m² radialsymmetrisch belastet, die rechte Seite des 7er Bogens mit 30 kN/m². Die Bögen wurden in ihrer Form nicht verändert (wie Variante 4), da diese Simulation zeigen soll, wie die gewählten Bögen sich unter unsymmetrischer Last verhalten. Diese Belastung entspricht der Lastverteilung, die sich im ungünstigsten Fall ergibt, wenn eine Hälfte des großen Bogens durch eine Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen belastet wird und der Rest nicht. Die Werte 20 kN/m² und 30 kN/m² wurden aus Modell A, Variante 4 als repräsentative Werte übernommen.

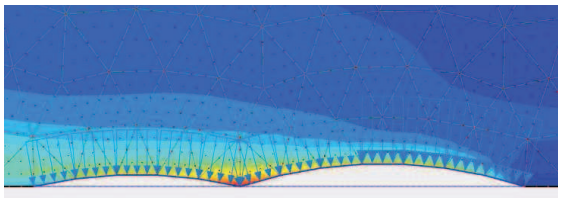


Abbildung 108: Variante 13: u_x

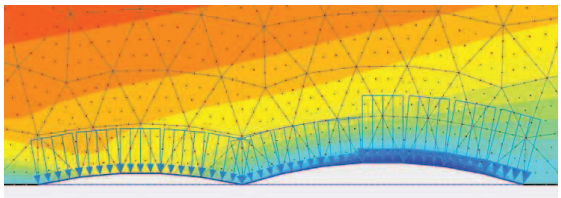


Abbildung 109: Variante 13: u_y

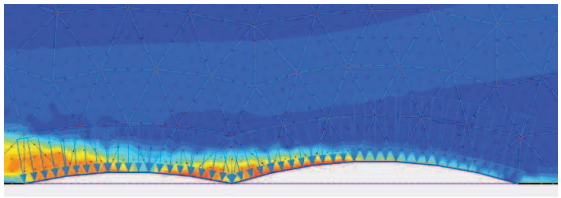


Abbildung 110: Variante 13: σ'_{xx}

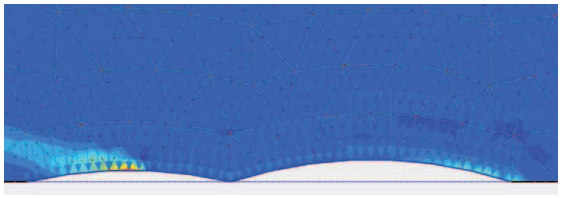


Abbildung 111: Variante 13: σ'_{yy}

Die Gesamtverformungen liegen bei etwa 3,0 mm.

An Abbildung 108 ist zu erkennen, dass es am gemeinsamen Auflagerpunkt ein Maximum an Horizontalverschiebungen gibt. Das ergibt sich daraus, dass die Bögen entsprechend der Geometrie der Stützlinie unter Gleichlast modelliert wurden und sich unter der hier vorliegenden unsymmetrischen Last eine unsymmetrische Stützlinie ergibt, welche nun nicht mehr der Bogenform entspricht. Da rechnerisch leicht nachzuweisen ist (siehe Kapitel 7.5), dass die Exzentrizitäten e, die sich aus dieser Lastform ergeben, im akzeptablen Bereich liegen, ist klar, dass sich innerhalb der Bögen (und innerhalb der Kernflächen) neue Stützlinien einstellen könnten, die der unsymmetrischen Stützlinie entgegenwirken. Die hier modellierte Bogengeometrie entspricht jedoch, wie gesagt, der Stützlinie unter Gleichlast. Hieraus ergeben sich Verschiebungen am gemeinsamen Bogenauflager. Das Maximum der Verschiebungen in x-Richtung beträgt 3,8 mm.

Beide Bögen verformen sich in y-Richtung. Dabei wird der 3er Bogen steiler, er hebt sich in der Mitte um 11,6 mm. Der 7er Bogen wird flacher, er senkt sich in der Mitte um 11,6 mm.

Die Spannungen in x-Richtung haben ihr Maximum im Bereich des gemeinsamen Auflagers. Hier besteht im Boden eine zusätzliche Spannung von 4,20 kN/m². Die erhöhte Spannung in x-Richtung setzt sich über den 3er Bogen hinweg nach außen hin fort. Die Spannungen in y-Richtung haben ein kleines Maximum von 0,32 kN/m² in der Mitte des 3er Bogens. Hier stützt dieser sich offensichtlich gegen den Boden ab, um den Gewölbeschub des 7er Bogens zu kompensieren.

Die horizontalen Auflagerkräfte an diesem System betragen links 189,0 kN/lfm, rechts 187,0 kN/lfm.

Entfernt man nun die festen Auflager, sind die Bögen nur in vertikaler Richtung aufgelagert, in x-Richtung sind sie frei verschieblich (und verdrehbar). Es ergibt sich eine Gesamtverformung |u| von 178,5 mm. Folgende Verschiebungen und Spannungen ergeben sich aus der Variante 13 ohne feste Auflager.

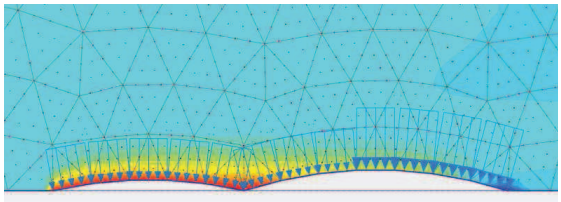


Abbildung 112: Variante 13- ohne feste Auflager: u_x

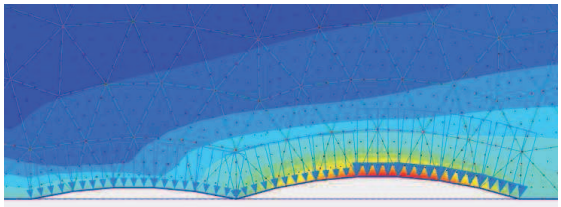


Abbildung 113: Variante 13- ohne feste Auflager: u_y

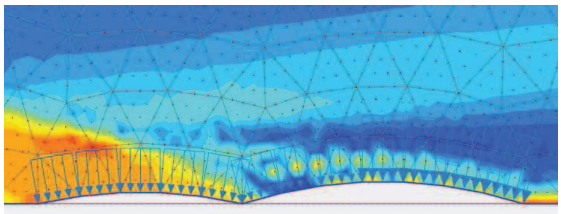


Abbildung 114:Variante 13- ohne feste Auflager: σ'_{xx}

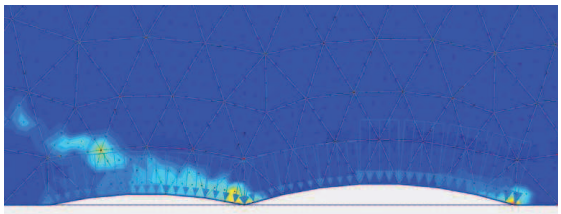


Abbildung 115:Variante 13- ohne feste Auflager: σ'_{yy}

Die maximalen Verformungen in x-Richtung betragen im Bereich des 3er Bogens etwa 47,0 mm. Die Verformungen u_y sind in der Mitte des 7er Bogens am größten. Sie betragen hier etwa 178,5 mm, in der Mitte des 3er Bogens treten kaum Verformungen auf.

Die im Boden auftretenden Spannungen in x-Richtung sind wie erwartet am Auflager des 7er Bogens maximal und betragen 4,26 kN/m². Fast genauso groß sind die Spannungen hinter dem 3er Bogen (3,50 kN/m²), sie setzen sich von dort aus schräg nach außen hin fort. Die Spannungen in y-Richtung sind besonders groß am Endauflager des 7er Bogens. Sie erreichen hier einen Wert von 0,88 kN/m².

Vergleicht man die Ergebnisse dieser Simulation mit denen der Variante 4 ohne feste Auflager, so liegen beide recht nah beieinander. So sind die Verschiebungen in x-Richtung hier etwas kleiner als in Variante 4 (Variante 4: u_x = 53,1 mm), die Verschiebungen in y-Richtung etwas größer (Variante 4: u_y = 165,0 mm). Die Spannungen in x- und y-Richtung sind in Variante 4 größer (σ'_{xx} = 6,20 kN/m² und σ'_{yy} = 1,83 kN/m²), was der höheren Belastung durch die radialsymmetrische Gleichlast von 26,0 kN/m² zuzuschreiben ist. Diese Variante zeigt, dass eine unsymmetrische Lastform in der Größenordnung, in der sie hier laut den Ergebnissen aus Modell A auftreten kann, keinen negativen Einfluss auf die Verschiebungen und Spannungen im Modell B, Variante 4 hat. Eine Überprüfung der Standsicherheit erfolgt jedoch besser rechnerisch wie in Kapitel 7.5.

8.9 Zusammenfassende Wertung Modell B

In Tabelle 24 und Tabelle 25 sind die maximalen Verschiebungen und Spannungen im Boden für die verschiedenen Varianten tabellarisch zusammengefasst. Es folgt danach eine Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse.

Tabelle 24: Maximale Verschiebungen und Spannungen im Boden, Modell B mit festen Auflagern

Variante	|u|	u_x	u_y	σ'_{xx}	σ'_{yy}	Auflagerkraft
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN]
1	21,9	1,7	21,9	4,21	1,44	704,6
2	2,4	0,4	2,4	4,95	1,58	172,3
3	3,0	0,7	3,0	5,70	2,05	282,0
4	1,9	0,5	1,9	4,18	1,73	183,0
5	4,1	0,7	4,1	4,80	1,12	280,1
6	2,4	0,5	2,4	5,34	2,08	181,6
7	13,9	4,4	10,4	4,20	0,71	li:269,2
						re: 265,8
8	1,3	0,44	1,28	5,43	0,00	179,8
9	13,6	3,6	13,6	4,13	0,77	li: 273,0
						re: 269,0
10	6,2	2,1	6,2	3,70	0,75	177,0
11	4,9	0,8	4,9	3,70	1,12	299,0
12	322,1	91,8	319,1	7,69	4,11	11,5
13	11,6	3,8	11,6	4,20	0,32	li: 189,0
						re: 187,0

Tabelle 25: Maximale Verschiebungen und Spannungen im Boden, Modell B ohne feste Auflager

Variante	|u|	u_x	u_y	σ'_{xx}	σ'_{yy}
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m²]	[kN/m²]
1	Zusammenbruch des Systems				
2	50,9	9,58	50,9	5,47	2,08
3	250,4	81,2	250,4	7,10	2,45
4	165,0	53,1	164,0	6,20	1,83
5	106,8	32,6	106,7	4,27	0,76
6	68,9	17,1	68,9	4,18	0,77
7	205,3	99,6	197,9	5,20	1,40
8	78,8	14,1	78,8	5,00	1,00
9	Zusammenbruch des Systems				
10	68,6	23,5	68,5	4,05	0,72
11	Zusammenbruch des Systems				
12	nicht untersucht				
13	178,5	47,0	178,5	4,26	0,88

Es folgt nun eine Zusammenfassung und Wertung der Varianten und des eingesetzten Modell B. Dabei werden die Varianten noch einmal vergleichend nebeneinander gestellt. Hierbei liegt ein besonderes Augenmerk darauf, welche Maßnahmen den Gewölbeschub reduzieren und welche Mängel die Modelle jeweils aufweisen.

Vergleicht man die Variante 3 (3er-7er) mit Variante 1 (7er) und 2 (3er), wird deutlich, dass der 3er Bogen neben dem 7er Bogen für eine bessere Lastaufnahme des Gewölbeschubs durch den Boden sorgt. Die Verschiebungen am äußeren Auflager des 7er Bogens sind groß, wohingegen die Verschiebungen am Auflager des 3er Bogens deutlich kleiner sind. Hier wird deutlich, dass die Reibung der Bögen im Boden eine Verringerung des Gewölbeschubs bewirkt.

Ein weiterer großer Faktor, der in der Realität zur Verringerung des Gewölbeschubs beiträgt, ist die Einspannung der Pfahlfüße der bewehrten Pfähle im Boden sowie der Erdwiderstand, den der letzte Pfahl einer überschnittenen Bohrpfahlwand am Wand-Ende hervorruft. Weder die Einspannung noch der Erdwiderstand sind im zweidimensionalen PLAXIS-Modell realisierbar. Die Einspannung lässt sich nicht modellieren, da eine Einspannung nur im Pfahlfußbereich, in dem die Pfähle an beiden Seiten von Boden umgeben sind, vorliegt und keine unterschiedlichen Lagerbedingungen in z-Richtung (senkrecht zur Modell-Ebene) definiert werden können. Der Erdwiderstand lässt sich im Modell nicht darstellen, weil den Plattenelementen keine Elementdicke zugewiesen wird und somit keine Stirnseite der Elemente existiert, die den Erdwiderstand hervorruft.

Naturgemäß ergeben sich für alle Varianten, die nur mit dem durchschnittlichen Erddruck von 26,0 kN/m² belastet werden (Varianten 4, 6, 8, 10, 11, 12), deutlich geringere Verschiebungen und Spannungen als für die Varianten, die mit dem maximalen Erddruck von 40,0 kN/m² belastet werden (Varianten 1, 2, 3, 5, 7, 9). Systeme, die unter dem maximalen Erddruck von 40,0 kN/m² zusammenbrechen, verformen sich zwar zumeist unter der durchschnittlichen Erddrucklast von 26,0 kN/m² stark, jedoch nicht so sehr dass die Bogenauflager sich soweit verschieben, dass die Bögen versagen.

Kritik: Hierbei ist jedoch zu beachten, dass den Plattenelementen, aus denen die Pfähle modelliert sind, sowie auch deren Verbindungen in PLAXIS 2D eine gewisse Biegesteifigkeit zugewiesen ist, die in der Realität nur dann vorhanden ist, wenn die Stützlinien innerhalb der Kernflächen verlaufen. Ist dies nicht der Fall, ist der Bogen nicht mehr standsicher und PLAXIS 2D überschätzt mit der vorgegebenen Biegesteifigkeit EI die plastische Verformbarkeit der Bögen. Da die Bögen in der Realität komplett unbewehrt hergestellt

werden, können sie nur Momente aufnehmen, wenn diese durch die Normalkräfte im Bogen überdrückt werden (Theorie der Kernflächen siehe auch Kapitel 3.1).

Die unsymmetrische Lastform, die sich aus der Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen ergeben kann (Variante 13: 20 kN/m² und 30 kN/m² auf 3er-7er), erzeugt ähnliche Ergebnisse wie Variante 4 (26 kN/m² auf 3er-7er). Trotz der für diese Lastform ungünstigen Modellierung der Bogenform entsprechend der Stützlinien unter Gleichlast, hat die unsymmetrische Last keinen negativen Einfluss auf die Verschiebungen und Spannungen im umgebenden Boden.

Wird das bestehende 3er-7er-System (Variante 3) um einen weiteren 3er Bogen ergänzt (Variante 5), werden die maximalen Verschiebungen dadurch mehr als halbiert. Auch die maximalen Spannungen werden wesentlich kleiner. Somit ist eine deutliche Verbesserung des Lastabtrags in den umgebenden Boden durch die Anordnung von einem (Variante 3) bzw. zwei (Variante 5) 3er Bögen neben dem ursprünglichen 7er Bogen sichtbar.

Tauscht man den zweiten 3er Bogen gegen einen 5er Bogen aus (Variante 7), so liegen die maximalen Verschiebungen in y-Richtung sowie die maximalen Spannungen im Größenbereich der Variante 3 (3er-7er), die maximalen Verschiebungen in x-Richtung sind sogar noch größer. In Variante 5 (3er-7er-5er) und 10 (3er-7er-5er-3er) ist an der Verschiebung des gemeinsamen Auflagers des 7er und des 5er Bogens zu erkennen, dass der 5er Bogen offensichtlich nicht genau der Stützlinie entsprechend modelliert wurde. Bei einer exakten, der Stützlinie folgenden Modellierung müsste sich der Gewölbeschub der beiden Bögen an diesem Punkt genau aufheben und dürfte keine Verschiebung erzeugen.

Erweitert man nun das 3er-7er-3er-System (Variante 5) um weitere 3er Bögen (Variante 8), ist das System weder unter einer Gleichlast von 40,0 kN/m² noch von 26,0 kN/m² stabil. Die zusätzlichen Lasten auf den zusätzlichen Bögen stellen offensichtlich eine Überbelastung für das System dar, die sich jedoch aus der ungenauen Modellierung ergibt, nicht aus dem realen System. Darum wird das Modell für die vorliegende Variante 8 so abgeändert, dass alle 3er Bögen komplett im Boden eingebunden sind, d. h. dass kein Erdaushub in ihrem Inneren stattfindet. In der Realität bedeutet dies, dass die überschnittene Bohrpfahlwand über den Baugrubenbereich hinaus verlängert wird, sodass die fest in den Boden eingebundene Pfahlwand ein stabiles Widerlager für den Gewölbeschub darstellt.

Kritik: Die Verlängerung der Bohrpfahlwand über den Aushubbereich der Baugrube hinaus sollte zwar mit überschnittenen Bohrpfählen ausgeführt werden, die bogenförmige Anordnung ist in diesem Bereich jedoch nicht erforderlich.

Durch die Erd-Füllung der Bogen-Innenbereiche in Variante 8, d. h. die Einbindung der verlängerten Pfahlwand in den Boden, können die maximalen Verschiebungen stark reduziert werden.

Kritik: Die in Variante 8 auftretenden Spannungen sind in den Innenbereichen der 3er Bögen maximal. Diese Spannungen stellen jedoch keine realistische Spannungsverteilung dar. Die hier auftretenden hohen Spannungen ergeben sich aus der Unverschieblichkeit des unteren Berechnungsausschnitts.

Aus dem Vergleich der Varianten 6 (3er-7er-3er), 7 (3er-7er-5er) und 8 (3er-3er-7er-3er-3er) wird ersichtlich, dass die Größe der kleineren Gewölbeschub-aufnehmenden Bögen von Bedeutung ist, nicht aber die Anzahl der angeordneten Bögen, da sich mit der Anzahl der Bögen auch die Summe der auf sie wirkenden Lasten erhöht. Die kleineren 3er Bögen eignen sich demzufolge wesentlich besser, um ohne großen eigenen Einfluss den Gewölbeschub des 7er Bogens in den Boden umzuleiten als der 5er Bogen. Wird der Bogen bzw. werden die Bögen, die den Gewölbeschub des 7er Bogens kompensieren und den 7er Bogen stützen sollen, zu breit, ist der eigene Einfluss der auf diese Bögen wirkenden Last so groß, dass die hieraus entstehenden Verschiebungen und Spannungen deutlich größer sind als die durch den 7er Bogen erzeugten.

Kritik: Durch die Modellierung der Bögen entsprechend der Stützlinien und nicht entsprechend der äußeren Geometrie der Bögen wird auch die radialsymmetrische Gleichlast auf die veränderten Bögen aufgegeben. Die Stützlinie des jeweils größten Bogens in einer Wand aus bogenförmig angeordneten überschnittenen Bohrpfählen ist steiler als die Bogenachse und hat eine kleinere Stützweite als der Bogen selbst, die Abrolllänge der Stützlinie ist kleiner als die der äußeren Bogengeometrie. Die Stützlinien der kleineren Bögen sind flacher und haben eine größere Stützweite als die Bögen selbst, die Abrolllänge der Stützlinien ist größer als die der äußeren Bogengeometrie. Wird nun die Gleichlast auf die Stützlinienform aufgegeben, werden die großen Bögen etwas weniger belastet und die kleinen Bögen etwas mehr.

Die Varianten 1 (7er) und 9 (3er-7er-5er-3er) brechen unter der Gleichlast von 40 kN/m² zusammen, wenn keine festen Auflagern an den äußeren Bogenauflagern die Verschiebungen begrenzen.

Kritik: Auch diese Ergebnisse sind nicht ungefragt zu übernehmen, da wie bereits oben beschrieben, die Widerlagersteifigkeit in diesem Modell B durch das Programm PLAXIS 2D unterschätzt wird. Wie auch im Pfahlfußbereich ist als horizontales Bodenauflager der Erdwiderstand mit der rechnerischen Breite l_{pg}^{Er} zu multiplizieren. Der Nachweis der Standfestigkeit erfolgt dann, indem gezeigt wird, dass der Erdwiderstand und die Mantelreibung größer sind als die Summe des Gewölbeschubs.

Im Versuch, die Grenzen der Tragfähigkeit einer bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand mit Hilfe des Programms PLAXIS 2D zu untersuchen, wird ein 9er Bogen modelliert, der um zwei überschnittene Pfahlbreiten größer ist, als der bisher eingesetzte größte Bogen (7er), dessen Stichhöhe aber nur genauso groß ist wie die der anderen Bögen. Es können aus dieser PLAXIS 2D-Simulation jedoch keine aussagekräftigen Ergebnisse über die Standfestigkeit des 9er Bogens getroffen werden. Die Aussage, die sich daraus zum 9er Bogen treffen lässt, ist, dass die Mantelreibung der 3er Bögen in dieser Modellierung nicht ausreicht, um den Zusammenbruch der Bogengruppe zu verhindern.

Kritik: Wie bereits oben beschrieben, berücksichtigt die zweidimensionale Modellierung des Systems jedoch nicht die Einbindung der Bohrpfähle in den Boden und den Erdwiderstand auf den jeweils äußersten Pfahl. Die Standsicherheit des 9er Bogens muss stattdessen rechnerisch durch einen Vergleich der Gewölbeschubkräfte mit den ihnen entgegenwirkenden Kräften überprüft werden (siehe Kapitel 7.6).

In Variante 12 wird wie Variante 6 (3er-7er-3er mit 26 kN/m² Auflast) modelliert, mit dem Unterschied, dass zusätzlich ein großer Halbkreis aus Plattenelementen an einem Endauflager angeordnet wird. Ziel dieser Variante ist es, zu untersuchen, ob eine Verlängerung der überschnittenen Bohrpfahlwand über den Baugrubenbereich hinaus gute Widerlagereigenschaften bietet. Wie in Variante 8 (3er-3er-7er-3er-3er) ist der verlängerte Wandbereich an beiden Seiten komplett vom Boden umgeben. Besteht dieser in Variante 8 aus je zwei 3er Bögen auf beiden Seiten, ist er in Variante 12 an einer Seite um den Halbkreisbogen erweitert. Die andere Seite ist durch ein festes Auflager unverschieblich gelagert. Vergleicht man jedoch die Ergebnisse der Variante 6 ohne feste Auflager mit denen der Variante 12, stellt sich heraus, dass die Verschiebungen und Spannungen in Variante 12 wesentlich größer sind.

Kritik: Diese Modellierung und Simulation erlauben keine Rückschlüsse auf den eventuell vorteilhaften Einsatz von Wand-End-Bögen. Ein Vorschlag zur Verbesserung besteht dar-

in, auch auf den Halbkreisbogen den errechneten Erddruck als zusätzliche Last aufzugeben. Hier muss noch geklärt werden, ob an dieser Stelle der passive Erddruck oder ein erhöhter aktiver Erddruck anzusetzen ist. Zudem sollte die Wirksamkeit eines zusätzlichen Halbkreisbogens in weiteren Simulationen untersucht werden.

Vergleicht man die Ergebnisse der Variante 13 (3er-7er mit 20 kN/m² bzw. 30 kN/m²) mit denen der Variante 4 (3er-7er mit 26 kN/m²) ohne feste Auflager, so liegen diese recht nah beieinander. Es zeigt sich, dass die unsymmetrische Belastung, die aus Modell A als ungünstigster Fall ermittelt wurde, keinen negativen Einfluss auf die Verschiebungen und Spannungen im Modell hat. Eine Überprüfung der Standsicherheit erfolgt jedoch besser rechnerisch wie in Kapitel 7.5 durch die Überprüfung der Exzentrizitäten der Stützlinie unter unsymmetrischer Last.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Modellierung dieses dreidimensionalen Systems in zwei zweidimensionalen Modellen noch einige Mängel aufweist, vor allem weil die Einbindung am Pfahlfuß und der Erdwiderstand auf den letzten Pfahl nicht berücksichtigt werden können.

9. Zusammenfassung und Einordnung

Überschnittene Bohrpfahlwände sind heute Stand der Technik, allerdings nur in der alternierend bewehrt/unbewehrten Ausführung. Mehrere unbewehrte Zwischenpfähle einzusetzen, ist ein bisher kaum verwendetes Verfahren und bedeutet eine große Kostenersparnis, da ohne baulichen Mehraufwand die Bewehrungsmenge deutlich reduziert werden kann. Wird mehr als ein Zwischenpfahl unbewehrt hergestellt, schreibt die ZTV-ING [49] vor, dass die Zwischenpfähle bogenförmig anzuordnen sind.

Durch die Bogenform und die Anpassung des Bogens an die Stützlinie sind die Bögen unter ständiger Last momentenfrei und auch unter Zusatzlasten sind die Exzentrizitäten so klein, dass die Standfestigkeit gewahrt bleibt.

Quer zur Wandlängsachse kann die Standsicherheit der Wand wie bei jeder anderen Baugrubenwand nachgewiesen werden. In Wandlängsrichtung werden anhand einer Parameterstudie zunächst die Einflussparameter und deren Wirkungsweise auf die Standfestigkeit der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand untersucht. Es stellt sich heraus, dass zwar alle in den Kapiteln 4 und 5 untersuchten Parameter einzeln zu betrachten sind, jedoch in hohem Maße voneinander abhängen. Aus der Parameterstudie ergeben sich einzig die Beton- und die Stahlfestigkeit, also die Materialparameter, als unabhängige Faktoren, deren maximal zulässige Werte nicht überschritten werden dürfen. Alle anderen Parameter sind so voneinander abhängig, dass sie nur in Zusammenhang mit den anderen Parametern gewählt werden können.

In Bezug auf die Stützlinie gelten folgende Voraussetzungen und Annahmen:

1. Der Erddruck wirkt radial auf die Bögen, jedoch wird er in seiner Größe dem ebenen Erddruck entsprechend angenommen, da die Bögen so flach sind, dass keine stützende Gewölbewirkung im Boden auftreten kann.

2. Unter radialer Gleichlast, wie sie durch den Erd- und Wasserdruck auf den Bogen auftritt, kann die Stützlinie in Form eines beliebigen Kreissegments angenommen werden. Die Form der Last bestimmt die Form der Stützlinie. Die Größe der Last hat keinen Einfluss auf die Form der Stützlinie.

3. Die Stichhöhe der Stützlinie stellt sich so ein, dass an den Auflagern die geringstmögliche Verformungsenergie auftritt. Es wird angenommen, dass sich im größten Bogen diejenige kreissegmentförmige Stützlinie einstellt, die gerade noch

innerhalb der ersten Kernfläche liegt und die den geringsten Gewölbeschub hervorruft.

4. Der Bogen ist dann optimal, wenn die Stützlinie unter Gleichlast und diejenige unter den zu erwartenden ungleichförmigen Lasten innerhalb der Kernflächen verlaufen.

Wenn also nachgewiesen werden kann, dass die Stützlinien stets innerhalb der Kernflächen verlaufen und zudem die Aufnahme des Gewölbeschubs durch den umgebenden Boden, wie in Kapitel 7.6 beschrieben, gesichert ist, gilt die Standfestigkeit der Bögen als gegeben.

In Bezug auf die Optimierung der Baugrubenumschließung des Beispielprojektes ist herauszustellen, dass der Einsatz der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand statt der geraden, 1:1:1 bewehrten, überschnittenen Bohrpfahlwand an sich schon eine große Optimierung darstellt, weil deutlich weniger Bewehrungsstahl nötig ist, was eine enorme ökonomische Ersparnis bedeutet.

Hinzu kommt die Ausnutzung der Symmetrie beim Entwurf des Systems (siehe Kapitel 6.2) als weiterer Optimierungsschritt, wodurch sich immer die bewehrten Pfähle gegenüberliegen und gegeneinander ausgesteift werden können. Die Aussteifungen stellen im Vergleich zur Verankerung eine weitaus kostengünstigere Alternative dar.

Um weitere Berechnungs- und Arbeitsschritte zu umgehen, bietet es sich zudem an, die Bögen und die Aussteifungen so anzuordnen, dass diese später konstruktiv und statisch in die Querwände des Innenausbaus integriert werden können.

Das System kann weiterhin durch die Anpassung der Bogenform an die Stützlinie und den Einsatz von fünf, sieben oder sogar neun unbewehrten Zwischenpfählen noch weiter ausgereizt und optimiert werden. Die mit den Kennwerten des Beispielprojektes durchgeführte Berechnung der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand zeigt, dass die Exzentrizitäten der Stützlinie unter ungleicher Last klein genug sind, um die Standfestigkeit der Bögen zu gewährleisten und dass außerdem die Kräfte, die dem Gewölbeschub entgegenwirken, ausreichend groß sind, um den Gewölbeschub des 7er und sogar des 9er Bogens aufzunehmen. Dieses Ergebnis ist allerdings insofern noch zu hinterfragen, als dass noch nicht untersucht wurde, wie weit sich die End-Pfähle und somit auch die bewehrten Zwischenpfähle verschieben, bis ihre Bewegung durch den Boden gestoppt wird.

Die hier auftretenden kleinen Bewegungen sowie der Einfluss aus Kriechen und Schwinden im Beton müssen so klein sein, dass ausgeschlossen wird, dass die Bögen versagen.

Im zweiten Teil der Arbeit wurde das System der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand numerisch modelliert. Die Auftrennung des Systems in zwei zweidimensionale Teilmodelle ist möglich, jedoch können nicht alle Aspekte des komplexen Systems beim Übergang von einem Modell zum anderen übertragen werden, vor allem da eine wechselseitige Beeinflussung der beiden Modelle besteht. Einige dreidimensionale Einflüsse bleiben in den zweidimensionalen Simulationen unberücksichtigt, obwohl die Kombination der Modelle A und B und die Übertragung der Ergebnisse des Modells A auf das Modell B eine gewisse Dreidimensionalität erzeugen.

Die Modellierung des Schnitts A-A stellt einen Längsschnitt durch die symmetrische Baugrube dar, jedoch sind die hier simulierten Verschiebungen und auch Spannungen, die im Boden auftreten, nicht realistisch, da hier keine Einflüsse aus der Bogenform zwischen den bewehrten Pfählen ins Modell eingetragen werden können. Somit sind die aus Modell A ermittelte Bodensteifigkeit und der ermittelte Erddruck nur Näherungswerte, die auf eine gerade Baugrubenwand zutreffen, jedoch die unterschiedlich starken Verformungen der verschiedenen Bereiche der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand unberücksichtigt lassen. Da der Erddruck im Modell A im Bereich der bewehrten und ausgesteiften Pfähle ermittelt wurde, ist davon auszugehen, dass sich im Bereich der unbewehrten Bögen stärkere Verformungen und somit eine deutlichere Aktivierung (Abminderung) des Erddrucks einstellen. Der hier ermittelte Erddruck, der dem um 75% erhöhten Erddruck entspricht, stellt demnach eine Obergrenze dar, die nur im Bereich der bewehrten Pfähle erreicht wird.

Die genaue Verteilung des Erddrucks auf die Bögen kann in weiterführenden Untersuchungen durch 3D-Simulationen dargestellt werden.

Für die Modellierung des Modells B mit PLAXIS 2D mussten einige Vereinfachungen vorgenommen werden, weil die Schnittebene im Programm nicht räumlich gedreht werden kann. Dadurch wirkt die Gravitation in eine Richtung, die nicht der realen Richtung in Bezug auf das Modell entspricht. Der in Modell A ermittelte Erddruck ist in Form einer äußeren Last auf die Plattenelemente des Modells B aufzutragen. Die Gravitation, die in der Schnittebene auftritt, muss unterdrückt werden, indem alle Materialwichten zu Null gesetzt werden, da sonst der hinter den Bögen liegende Boden einen in der Realität nicht vorhandenen Erddruck auf die Bögen erzeugt. Da, wie oben beschrieben, die im Modell A ermit-

telte Erddruckverteilung durch die Übertragung als konstante Last auf die Bögen des Modells B erfolgt, ist die Modellierung an dieser Stelle nicht ganz präzise. Die Wahl des maximalen in Modell A ermittelten Erddrucks von 40,0 kN/m² als Last auf das Modell B ist insofern zu hinterfragen, als dass in Kapitel 7.6 von einem über die gesamte Pfahlhöhe gemittelten Erdwiderstand ausgegangen wird. Von daher ist die Wahl des mittleren aus Modell A ermittelten Erddrucks von 26,0 kN/m² zutreffender.

Folgende Tendenzen zeigen sich aus den Simulationen des Modells B:

- Eine Anordnung von kleineren Bögen neben dem größten Bogen in einer überschnittenen bogenförmigen Bohrpfahlwand verringert den Gewölbeschub der am Endauflager ankommt, durch die größere Reibungsfläche mit dem Boden.

- Von beiden Seiten von Boden umgebene Bereiche der Bohrpfahlwand leisten eine deutlich bessere Übertragung des Gewölbeschubs an den Boden, als die Bereiche, die nur an einer Seite am Boden anliegen. Hierbei ist es im Modell nicht wichtig, ob diese verlängerten Bereiche der Bohrpfahlwand gerade oder bogenförmig ausgebildet werden.

- Die kleineren Bögen wölben sich unter dem Gewölbeschub des großen Bogens auf und rufen dadurch im dahinter liegenden Boden einen erhöhten Erddruck hervor.

- Kleine Bögen (3er) als Umfassung großer Bögen (7er bzw. 9er) wirken sich günstiger auf den Abtrag des Gewölbeschubs aus als kleinere oder gleich große Bogen (5er oder 7er bzw. 9er).

- Auch unsymmetrische Belastungen können mithilfe von Bögen, deren Geometrie nach der Stützlinie aufgrund symmetrischer Belastung gewählt wurde, abgetragen werden.

- Die Anordnung von zwei 3er Bogen neben einem 7er Bogen (Variante 5) reduziert die ermittelten maximalen Verschiebungen und Spannungen gegenüber der Variante 3 (7er-3er) um die Hälfte.

Da die Einspannung der bewehrten Pfähle in den Boden und der Erdwiderstand auf den letzten Pfahl der Wand nicht abgebildet werden konnten, sind die Verschiebungen und somit auch die Spannungen, die aus den Variationen des Modells B ermittelt wurden, nicht realistisch. Sie sind jedoch als Anhaltspunkte und Richtwerte zu sehen und können

Aufschluss darüber geben, in welchen Bereichen sich erhöhte Spannungen im Boden aufbauen und welche Maßnahmen die zu erwartenden Verschiebungen reduzieren.

Die Standsicherheit des komplexen Systems bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand konnte mit dem Programm PLAXIS 2D [30] nicht nachgewiesen werden, jedoch konnte gezeigt werden, welche Maßnahmen sich günstig auf die Aufnahme des Gewölbeschubs durch den umgebenden Boden auswirken (s. o.).

Die Standsicherheit des Systems konnte in Kapitel 7 nachgewiesen werden. Für die geplante Abschätzung der Grenzen von noch höheren Anzahlen unbewehrter Zwischenpfähle müssen die Auflagerverschiebungen und der Einfluss aus Kriechen und Schwinden hinreichend genau bekannt sein. Zudem dürfen die Normalkräfte im Bogen die Betondruckfestigkeit nicht überschreiten.

10. Empfehlungen zur Optimierung der Baugrubenumschließung

In diesem Kapitel soll noch einmal knapp und übersichtlich dargestellt werden, welche Maßnahmen zur Optimierung einer überschnittenen Bohrpfahlwand getroffen werden können.

Die Optimierung besteht vor allem darin, überhaupt bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände anstelle von geraden, 1:1:1 bewehrten, überschnittenen Bohrpfahlwänden einzusetzen. Die hierdurch erreichte Bewehrungseinsparung stellt – wie bereits beschrieben – eine enorme Kostenreduzierung gegenüber dem konventionellen System dar.

Ein weiterer Optimierungsschritt ist die Symmetrie der Baugrube. Dadurch können die gegenüberliegenden Baugrubenwände an den bewehrten Pfählen gegeneinander ausgesteift werden, was eine deutlich kostengünstigere Lösung als die Rückverankerung im Baugrund darstellt.

Um die Zahl der Aussteifungen gering zu halten, sollten möglichst große flache Bögen eingesetzt werden. Im Sinne der Optimierung sollten die Aussteifungen zudem nur da eingesetzt werden, wo sie den Bauablauf möglichst nicht behindern. Optimal ist auch, wenn die Aussteifungen beim Innenausbau statisch und konstruktiv in die Querwände des Bauwerks integriert werden können. Der Rechen- und Arbeitsaufwand für Umsteifungen sind groß und können somit eingespart werden.

Durch den Einsatz einer (bewehrten oder unbewehrten) Betonsohle kann die Verschiebung der bewehrten Pfähle im Sohlbereich der Baugrube minimiert werden. Optimalerweise verhindert zudem ein Kopfbalken, der alle Pfahlköpfe zugfest miteinander verbindet, deren Verschiebungen im Bereich der Geländeoberkante.

Ein weiterer Optimierungsschritt besteht darin, die Bogenformen an die Stützlinien, die sich unter ständiger Last einstellen, anzupassen. Hierbei ist die gegenseitige Beeinflussung der nebeneinander liegenden Bögen zu beachten (siehe Kapitel 7.4). Optimal ist die Ausbildung einer größeren Stichhöhe bei den größeren Bögen und einer flacheren Stichhöhe bei den kleineren Bögen. Dies entspricht dem Verlauf der Stützlinien, die sich durch die gegenseitige Beeinflussung durch den Gewölbeschub einstellen.

11. Ausblick

Nach eingehender Auseinandersetzug mit dem System der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand mit mehreren unbewehrten Zwischenpfählen sind der Kraftverlauf innerhalb des Systems und die Aufnahme des Gewölbeschubs am Wand-Ende klar. Weitere Untersuchungen und Bearbeitungen dieses Systems sollten u. a. Vorschläge für Standsicherheitsnachweise hervorbringen, welche in die Fachliteratur aufgenommen werden können.

Aufgrund der bereits aufgezeigten Grenzen in der Methodik können die Ergebnisse dieser Arbeit zwar die Frage, wie stark sich die Bohrpfahlwände unter dem zu erwartenden Erddruck verschieben, nicht abschließend beantworten. Sie können aber eine Grundlage für weitere Forschungen darstellen. So wäre auch die weitere Auseinandersetzung mit den zu erwartenden Verformungen der Bögen unter Erddrucklast sowie durch Phänomene wie Kriechen und Schwinden des Betons und den Folgen dieser Verformungen wäre eine wünschenswerte Fortführung dieser Arbeit. Auch eine Aussage zu den maximal zulässigen Verschiebungen der Randpfähle, unter denen ein Versagen der Bögen sicher ausgeschlossen werden kann, wäre ein sinnvoller Hinweis für Planer und Bauausführende.

Es wird in Kapitel 7.1 die Annahme getroffen, dass konstanter ebener Erddruck vorliegt, der aufgrund der flachen Wölbung der Bögen mit einer radialsymmetrischen Last gleichgesetzt werden kann. Jedoch wäre eine weitere Simulation, die den Einfluss der Bögen und der dazwischen liegenden Zwickelbereiche auf den Erddruck darstellt, wünschenswert. Der durch die Aufwölbung der Bögen erhöhte Erddruck hinter den Bögen sollte in weiterführenden Untersuchungen berücksichtigt werden, da hier die These des konstanten Erddrucks nicht mehr zutrifft.

Für weiterführende numerische Untersuchungen sollte deswegen in Zukunft ein dreidimensionales Programm gewählt werden. Auch ein numerischer Nachweis der Standsicherheit könnte durch eine dreidimensionale Simulation geführt werden.

Der Einsatz eines Halbkreisbogens oder anderer bogenförmiger Wandabschnitte am Wand-Ende als Widerlager sollte noch einmal weiterführend untersucht werden. Aus dem im Modell B simulierten Halbkreisbogen konnten keine Rückschlüsse darauf gezogen werden, ob gekrümmte Abschnitte für einen noch besseren Lastabtrag in den Boden sinnvoll sind.

Von großem Vorteil für alle weiteren Betrachtungen und eine realistische Einordnung ihrer Ergebnisse wären vergleichende Messungen an realen Projekten, bei denen bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwände eingesetzt werden oder an Großversuchen, die eigens für diese Messungen getätigt werden. Für die Auswertung müssen alle in Kapitel 4 und 5 beschriebenen Parameter genauestens bekannt und dokumentiert sein. Die Verschiebungen und Spannungen müssen an verschiedenen Punkten der Bögen gemessen werden, wobei Messungen während aller Aushub- und Belastungsphasen unerlässlich sind.

Trotz der hier aufgezeigten Grenzen der Modellierung und des weiteren Forschungsbedarfs lässt sich sagen, dass die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand aufgrund der ökonomischen Bauweise ein zukunftsweisendes System darstellt und dass sie vielfältige Möglichkeiten der Optimierung bietet.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Kinematische Kette bei ebener Anordnung der Zwischenpfähle [6] 12

Abbildung 2: Anordnung von drei und sieben unbew. Zwischenpfähle in Bogenform 12

Abbildung 3: Unbewehrte Pressgrube [45] 13

Abbildung 4: Schnitt A-A und Schnitt B-B durch die Bohrpfahlwand.....15

Abbildung 5: Erste und zweite Kernfläche eines Rechtecks [35] 17

Abbildung 6: Erste (blau) und zweite (grün) Kernfläche der Stoßfugen 17

Abbildung 7: Seileck-Methode zur Ermittlung der Stützlinie und Auflagerkräfte [39].....18

Abbildung 8: Kraftfluss im Bogen, Auflagerkräfte an den bewehrten Bohrpfählen 19

Abbildung 9: Unbewehrter Bohrpfahlwandschacht [15] 24

Abbildung 10: Bogenförmige Pfahlgruppe mit Überschneidung Ü und Stützweite b 26

Abbildung 11: Halbkreisbogen an der Stirnseite der Baugrube [11] 30

Abbildung 12: Flächenträgheitsmoment der Überschneidungsflächen 34

Abbildung 13: Ursprünglich geplante Baugrubenumschließung 36

Abbildung 14: Schnitt A-A durch eine Kammer der Baugrube 37

Abbildung 15: Symmetrie der Bögen und der gegenüberliegenden Baugrubenwände 41

Abbildung 16: Baugrundaufbau, Boden-Schichten und ständige Lasten 45

Abbildung 17: Einzugsbreite des bewehrten Pfahls über der BGS 47

Abbildung 18: Einzugsbreite des bewehrten Pfahls unter der BGS 47

Abbildung 19: Mit der Einzugsbreite multiplizierter Erddruck und Auflagerkräfte 48

Abbildung 20: Bogen unter projizierter Gleichlast.....51

Abbildung 21: Bogen unter radialsymm. Gleichlast 51

Abbildung 22: Bogenachsen eines 3er, eines 7er und eines 5er Bogens 52

Abbildung 23: Steile Stützlinie des 7er Bogens innerhalb der ersten Kernfläche (blau)....55

Abbildung 24: 3er und 7er Bogen mit Stützlinien.....56

Abbildung 25: 9er und 3er Bogen mit Stützlinien (rot) und Bogenachsen (schwarz) 56

Abbildung 26: Ungleiche Last auf 7er Bogen 57

Abbildung 27: Aufteilung des zusätzlichen Lastanteils 58

Abbildung 28: Reibungsflächen des Erddrucks 61

Abbildung 29: 9er und 3er Bogen mit Stützlinien (rot) und Bogenachsen (schwarz) 63

Abbildung 30: Schnittführung A-A und B-B 69

Abbildung 31: Kraftfluss im Bogen, Auflagerkräfte an den bewehrten Bohrpfählen 70

Abbildung 32: Berechungsausschnitt Modell A (ohne Lasten dargestellt) 73

Abbildung 33: Modell A (Einbindetiefe 5,0 m), Vernetzung, Berechungsausschnitt.....74

Abbildung 34: 1. bis 4. Phase 75

Abbildung 35: 5. bis 8. Phase (7. Phase: Lenzen der Baugrube) 75

Abbildung 36: Anordnung der Punkte K bis T und K2 bis T2.....80

Abbildung 37: Gesamtverformungen, Verformungen der Baugrubenwand ,.....82

Abbildung 38: Verschiebungen u_x und u_y , effektive Spannungen σ'_{xx} und σ'_{yy} 82

Abbildung 39: Vergleich aktiver Erddruck, erhöhter akt. Erddruck, Erdruhedruck.....89

Abbildung 40: Aktiver und passiver Erddruck - alle Phasen, Variante 1 90

Abbildung 41: Radialsymmetrische Belastung auf 7er Bogen 92

Abbildung 42: Berechnungsausschnitt Variante 1 93

Abbildung 43: Variante 1: 7er.....99

Abbildung 44: Variante 2: 3er.....99

Abbildung 45: Variante 3 und 4: 3er, 7er.....99

Abbildung 46: Variante 5 und 6: 3er, 7er, 3er.....99

Abbildung 47: Variante 7: 3er, 3er, 7er, 3er, 3er 99

Abbildung 48: Variante 8: 3er, 7er, 5er 99

Abbildung 49: Variante 9 und 10: 3er, 7er, 5er, 3er.....99

Abbildung 50: Variante 11: 3er, 9er, 3er.....99

Abbildung 51: Variante12: 3er, 7er, 3er mit Endbogen.....99

Abbildung 52: Variante 13: 3er, 7er mit 20 u. 30 kN/m².....99

Abbildung 53: Farbskalen für a) Verschiebungen und b) Spannungen.....101

Abbildung 54: Variante 1: u_x 102

Abbildung 55: Variante 1: u_y 102

Abbildung 56: Variante 1: σ'_{xx} 102

Abbildung 57: Variante 1: σ'_{yy} 102

Abbildung 58: Variante 3: u_x 104

Abbildung 59: Variante 3: u_y 104

Abbildung 60: Variante 3: σ'_{xx} 104

Abbildung 61: Variante 3: σ'_{yy} 104

Abbildung 62: Variante 3 - ohne feste Auflager: Gesamtverschiebungen |u| 105

Abbildung 63: Variante 3 - ohne feste Auflager: u_x 106

Abbildung 64: Variante 3 - ohne feste Auflager: u_y 106

Abbildung 65: Variante 3 - ohne feste Auflager: σ'_{xx} 106

Abbildung 66: Variante 3 - ohne feste Auflager: σ'_{yy} 106

Abbildung 67: Variante 5: u_x 109

Abbildung 68: Variante 5: u_y 109

Abbildung 69: Variante 5: σ'_{xx} 109

Abbildung 70: Variante 5: σ'_{yy} 109

Abbildung 71: Variante 5 – ohne feste Auflager: u_x 111

Abbildung 72: Variante 5 – ohne feste Auflager: u_y 111

Abbildung 73: Variante 5 – ohne feste Auflager: σ'_{xx} 111

Abbildung 74: Variante 5 – ohne feste Auflager: σ'_{yy} 111

Abbildung 75: Variante 7: u_x 113

Abbildung 76: Variante 7: u_y 113

Abbildung 77: Variante 7: σ'_{xx} 113

Abbildung 78: Variante 7: σ'_{yy} 113

Abbildung 79: Variante 7 - ohne feste Auflager: u_x 114

Abbildung 80: Variante 7 - ohne feste Auflager: u_y 114

Abbildung 81: Variante 7 - ohne feste Auflager: σ'_{xx} 114

Abbildung 82: Variante 7 - ohne feste Auflager: σ'_{yy} 114

Abbildung 83: Variante 8: u_x 116

Abbildung 84: Variante 8: u_y 116

Abbildung 85: Variante 8: σ'_{xx} 116

Abbildung 86: Variante 8: σ'_{yy} 116

Abbildung 87: Variante 8 - ohne feste Auflager: u_x 117

Abbildung 88: Variante 8 - ohne feste Auflager: u_y 117

Abbildung 89: Variante 8 - ohne feste Auflager: σ'_{xx} 117

Abbildung 90: Variante 8 - ohne feste Auflager: σ'_{yy} 117

Abbildung 91: Variante 9: u_x 119

Abbildung 92: Variante 9: u_y 119

Abbildung 93: Variante 9: σ'_{xx} 119

Abbildung 94: Variante 9: σ'_{yy} 119

Abbildung 95: Variante 10: u_x 121

Abbildung 96: Variante 10: u_y 121

Abbildung 97: Variante 10: σ'_{xx} 121

Abbildung 98: Variante 10: σ'_{yy} 121

Abbildung 99: 9er, 3er Bogen 122

Abbildung 100: Variante 11: u_x 123

Abbildung 101: Variante 11: u_y 123

Abbildung 102: Variante 11: σ'_{xx} 123

Abbildung 103: Variante 11: σ'_{yy} 123

Abbildung 104: Variante 12: u_x 125

Abbildung 105: Variante 12: u_y 125

Abbildung 106: Variante 12: σ'_{xx} 125

Abbildung 107: Variante 12: σ'_{yy} 125

Abbildung 108: Variante 13: u_x 126

Abbildung 109: Variante 13: u_y 126

Abbildung 110: Variante 13: σ'_{xx} 126

Abbildung 111: Variante 13: σ'_{yy} 126

Abbildung 112: Variante 13- ohne feste Auflager: u_x 128

Abbildung 113: Variante 13- ohne feste Auflager: u_y 128

Abbildung 114:Variante 13- ohne feste Auflager: σ'_{xx} 128

Abbildung 115:Variante 13- ohne feste Auflager: σ'_{yy} 128

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Stützweite b bei einer gewählten Stichhöhe s von 0,2 m 26

Tabelle 2: Stützweite b bei einer gewählten Stichhöhe s von 0,35 m 26

Tabelle 3: Baugrundaufbau Beispielprojekt 38

Tabelle 4: Eigenschaften der Schicht 1: Auffüllung 38

Tabelle 5: Eigenschaften der Schicht 2: Auelehm 39

Tabelle 6: Eigenschaften der Schicht 3: fluviatiler Sand/Kies 39

Tabelle 7: Eigenschaften der Schicht 4: Tonsteinzersatz 40

Tabelle 8: Bodenparameter laut [14] 40

Tabelle 9: Aktiver Erddruck 44

Tabelle 10: Erdruhedruck und erhöhter aktiver Erddruck 45

Tabelle 11: Passiver Erddruck ab BGS 46

Tabelle 12: Passiver Erddruck über die gesamte Pfahlhöhe 46

Tabelle 13: Materialparameter der Pfahlwand (Plattenelement) 76

Tabelle 14: Materialparameter der Aussteifungen 76

Tabelle 15: Materialparameter der Bodenschichten 77

Tabelle 16: Y-Tiefenlage der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 1 81

Tabelle 17: Werte der effektiven Horizontalspannung an den Punkten K-T 83

Tabelle 18: Werte der effektiven Horizontalspannung an den Punkten K2-T2 83

Tabelle 19: Maximale effektive Horizontalspannungen und Differenzen aus Zusatzlast 85

Tabelle 20: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 1 87

Tabelle 21: Beurteilung der Einbindetiefen Varianten 1 bis 10 88

Tabelle 22: Materialparameter der Bögen (Plattenelemente) 95

Tabelle 23: Materialparameter des Bodens im Modell B 96

Tabelle 24: Max. Verschiebungen und Spannungen, Modell B mit festen Auflagern 129

Tabelle 25: Max. Verschiebungen und Spannungen, Modell B ohne feste Auflager 129

Tabelle 26: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte aktiver Erddruck 160

Tabelle 27: Aktiver Erddruck 160

Tabelle 28: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte Erdruhedruck 161

Tabelle 29: Erdruhedruck und erhöhter aktiver Erddruck 161

Tabelle 30: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte passiver Erddruck 162

Tabelle 31: Passiver Erddruck ab BGS 162

Tabelle 32: E-Moduln in Abhängigkeit vom Abstand von der Baugrubenwand 163

Tabelle 33: Verschiebungen und Spannungen in Abh. von der Bodensteifigkeit 164

Tabelle 34: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 2 166

Tabelle 35: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 2 166

Tabelle 36: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 2 167

Tabelle 37: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 2 167

Tabelle 38: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 3 168

Tabelle 39: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 3 168

Tabelle 40: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 3 169

Tabelle 41: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 3 169

Tabelle 42: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 4 170

Tabelle 43: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 4 170

Tabelle 44: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 4 171

Tabelle 45: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 4 171

Tabelle 46: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 5 172

Tabelle 47: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 5 172

Tabelle 48: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 5 173

Tabelle 49: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 5 173

Tabelle 50: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 6 174

Tabelle 51: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 6 174

Tabelle 52: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 6 175

Tabelle 53: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 6 175

Tabelle 54: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 7 176

Tabelle 55: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 7 176

Tabelle 56: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 7 177

Tabelle 57: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 7 177

Tabelle 58: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 8 178

Tabelle 59: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 8 178

Tabelle 60: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 8 179

Tabelle 61: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 8 179

Tabelle 62: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 9 180

Tabelle 63: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 9 180

Tabelle 64: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 9 181

Tabelle 65: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 9 181

Tabelle 66: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 10 182

Tabelle 67: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 10 182

Tabelle 68: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 10 183

Tabelle 69: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 10 183

Literaturverzeichnis

[1] Akademischer Verein Hütte e.V. (Hrsg.)
„Hütte“ das Ingenieurtaschenbuch
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 23. Aufl., 1920

[2] Beton-Kalender 1982
Beton-Kalender 1982, Teil II
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, München, Düsseldorf, 1982

[3] Beton-Kalender 1998
Beton-Kalender 1998, Teil II
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 1998

[4] Beton-Kalender 2007
Beton-Kalender 2007, Teil I
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 2007

[5] Beton-Kalender 2008
Beton-Kalender 2008, Teil II
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 2008

[6] Blümel, W. / Harder, H.
“Überschnittene Bohrpfahlwände mit mehreren Zwischenpfählen”
Vortrag zum 7. Christian-Veder Kolloquium, Graz, 1992

[7] Brinkgreve, R. B. J. (Hrsg.)
PLAXIS Benutzerhandbuch Version 8 deutsch
Technische Universität Delft & PLAXIS bv, Delft, 2003

[8] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben EAB
Ernst & Sohn Verlag, Berlin / München, 4. Auflage, 2006

[9] Eichler, K.
Spezialtiefbau
expert Verlag, 2. Auflage, 2002

[10] Engel, H.
Tragsysteme Structure Systems
Hatje, Stuttgart, überarb. u. erw. Neufassung, 1997

[11] Esser, J.
Baugrubenverbau mittels überschnittener bogenförmiger Bohrpfahlwand
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau, Bachelorarbeit, 2008

[12] Feix, J. / Walkner, R. / Schustereder, C.
„Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf die Bemessung von Lawinengalerien“
in: Der Bauingenieur 83 (2008), S. 158-166

[13] Fleckner, S.
„Gotische Kathedralen – Statische Berechnungen“
in: Der Bauingenieur 78 (2003), S. 13-23

[14] G. U. T.
Baugrundgutachten Merseburg, Neubau eines Wasserkraftwerkes
Fa. G. U. T., Gerichtsrain 1, 06217 Merseburg, 08.03.2010

[15] Hartmann, J.
1.3.2 Bohrpfahlwandschächte (I-KIS – Bemessungsmethode)
Referenzunterlagen der Fa. I-KIS, Anne-Frank-Strasse 4 – 6, 59399 Olfen

[16] Hartmann, J. / Humbert, A.
“Bogenförmige Wände aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen”
Pfahl-Symposium 2003, Braunschweig

[17] Heitz, C. / Kempfert, H.-G. (Hrsg.)
Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern
Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 19, 2006

[18] Henke, S. / Grabe, J.
„Zu den Möglichkeiten und Grenzen der numerischen Simulation der Herstellung von Baugruben“
in: Der Bauingenieur 84 (2009), S. 358-367

[19] Herrbruck, J. / Groß, J.-P. / Wapenhans, W.
„Gewölbebrücken: Ersatz der linearen „Kaputtrechnung““
in: Die Bautechnik 78 (11/2001), S.805-814

[20] Hettler, A. / Ortiz, S. V.
„Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Elemente-Methode“
in: Die Bautechnik 83 (1/2006), S.35-44

[21] Hettler, A. / Schanz, T.
„Zur Anwendung der Finiten-Elemente-Methode bei Baugrubenwänden“
in: Die Bautechnik 85 (9/2008), S.603-615

[22] Ittershagen, M.
„Optimierte Baugruben- und Gründungskonzepte für Baumaßnahmen in dicht bebauten Innenstadtgebieten“
in: Der Bauingenieur 84 (2009), S. 349-357

[23] Kurrer, K.-E. / Falter, H. / Kahlow, A.
„Vom geometrischen Denken zum statisch-konstruktiven Ansatz im Brückenentwurf“
in: Die Bautechnik 78 (12/2001), S.889-902

[24] Marx, S. / Schacht, G.
„Berechnungsmodelle für Betongelenke“
in: Der Prüfingenieur, April 2010, S. 15-25

[25] Meißner, H. (Obmann)
Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
in: Geotechnik 14, 1991, S. 1-10

[26] Meißner, H. (Obmann)
Tunnelbau unter Tage
Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2

in: Geotechnik 19, 1996

[27] Meißner, H. (Obmann)
Baugruben
Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3

[28] Mislin, M.
Geschichte der Baukonstruktion und Bautechnik, Band 1
Werner Verlag, Düsseldorf, 2. neubearb. und erw. Auflage, 1997

[29] Mörsch, E. (Hrsg.)
Statik der Gewölbe und Rahmen, Teil A
Verlag Korad Wittwer, 1947, Stuttgart

[30] PLAXIS 2D 2010
Programm PLAXIS 2D 2010
Fa. PLAXIS, Delft, 2010

[31] Perau, E.
„Hydraulischer Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden“
in: Die Bautechnik 82 (9/2005), S. 605-613

[32] Perau, E.
„Gegenseitige Beeinflussung von Baukonstruktionen über Wechselwirkung mit dem Baugrund“
3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik, 2009

[33] Riedel, P.
„Toleranzen bei Bohrpfahlwänden und Schlitzwänden“
in: Geotechnik 34, Ernst&Sohn Verlag, 2011, Seite A13

[34] Rübener, R. / Stiegler, W.
Einführung in Theorie und Praxis der Grundbautechnik, Teil 2
Werner Ingenieur Texte, Düsseldorf, 1978

[35] Rütz, D. / Witt, K. J.
Wissensspeicher Geotechnik
Eigenverlag Geotechnik Weimar, Weimar, 17. Auflage, 2010

[36] Saliger, R.
Praktische Statik
Deuticke Verlag, Wien, 7. Aufl., 1951

[37] Schanz, T. (Obmann)
Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele
Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ in: Geotechnik 29, 2006, S. 359-372

[38] Schanz, T. (Obmann)
Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik
Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4 in: Geotechnik 29, 2006, S. 13-27

[39] Schubert, P. / Schneider, K.J. / Schoch, T.
Mauerwerksbau-Praxis
Bauwerk Verlag, Berlin, 1. Aufl., 2007

[40] Seitz, J. M. / Schmidt, H.-G.
Bohrpfähle
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 2000

[41] Simmer, K.
Grundbau, Teil 2
B. G. Teubner Verlag, Stuttgart Leipzig, 18. Aufl., 1999

[42] Steinfeld, K.
Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
in: Vorträge der Baugrundtagung 1958 in Hamburg, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Ernst&Sohn Verlag, Hamburg, 1959

[43] Swida, W.
Statik der Bogen und Gewölbe
Verlag C. F. Müller, Karlsruhe, 1954

[44] Terzaghi, K./ Jelinek, R.
Theoretische Bodenmechanik, Abschnitt 73 und 74, S. 205-218
Springer Verlag, 1954, Berlin

[45] Tiefbau
Fachzeitschrift der Berufsgenossensch. der Bauwirtschaft, Prävention Tiefbau
Erich Schmidt Verlag GmbH & Co, München, Heft 8, August 2005

[46] Tolkmitt, G.
Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken
Ernst&Sohn Verlag, Berlin, 2. Aufl., 1902

[47] Wang, C. M. / Wang, C. Y.
„Funicular Shapes for Submerged Arches“
in: Journal of Structural Engineering, February 2002, S. 266-270

[48] Wörgötter, A.
Programm RuckZuck 4.0
Fa. Mursoft, Institut für Baustatik – TU Graz, Graz, 2000

[49] ZTV-ING.
Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke
Stand 12/2007

Verwendete DIN:

DIN 1054 Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DIN 4085 Berechnung des Erddrucks
DIN EN 1536 Bohrpfähle
DIN-Fachbericht 129 Anwendungsdokument zu DIN EN 1536

Selbstständigkeitserklärung

Ich versichere, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und nur unter Verwendung der angegebenen Quellen und Hilfsmittel angefertigt habe. Die Arbeit wurde weder in dieser oder eine ähnlichen Form noch in Auszügen bereits einer Prüfstelle vorgelegt.

Weimar, den 30.11.2011 Julia Esser

Dank

Mein besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing., Dipl.-Geol. Ulrich Krug, CDM Consult GmbH, Niederlassung Bingen, für den Vorschlag zu dieser interessanten Aufgabenstellung und die ständige Betreuung.

Herrn Prof. Dr. Karl Joseph Witt, Frau Dipl.-Ing. Maria Noack und Herrn Dipl.-Ing. Robert-Balthasar Wudtke danke ich sehr für die intensive und sehr produktive Betreuung während der Bearbeitung dieser Arbeit.

Herrn Professor Dr. Guido Morgenthal, Lehrstuhl für Modellierung und Simulation - Konstruktion, Bauhaus-Universität Weimar, danke ich sehr für seine unermüdlichen Erklärungen und produktiven Überlegungen zu den Themen Stützlinien und Formfindung in der bogenförmigen überschnittenen Bohrpfahlwand.

Frau Dipl.-Ing. Ilka Nyga, Frau M. Sc. Ina Reichert, Frau Friederike Müller und Herrn Philipp Siech danke ich sehr für ihre Korrekturen und Anmerkungen.

Anhänge

Anhang 1: Berechnung des Erddrucks Seite 159

Anhang 2: Untersuchung des Einflusses der Bodensteifigkeit Seite 163

Anhang 3: Erddruckermittlung am Modell A der Varianten 1 bis 10 Seite 166

Anhang 4: Abbildungen der Varianten des Modells B Seite 184

Anhang 1: Berechnung des Erddrucks auf die bogenförmige überschnittene Bohrpfahlwand

Verzahnung der Wand mit dem Boden: Wandreibungswinkel $\delta_a = \varphi'$ und $\delta_p = -\varphi'$

Verschiebungen der Baugrubenwand >1 ‰ aktiver Erddruck; <1 ‰ erhöhter aktiver Erddruck [8]

Die zusätzlichen Lasten aus Baggern und Hebezeugen betragen 25 to im Abstand von 0,60 m bis 1,88 m neben der Baugrube. Diese können laut [8] im GZ 1B mit dem Faktor $\gamma_Q/\gamma_G = 1{,}3/1{,}2 = 1{,}08$ in ständige Lasten umgewandelt werden und dadurch mit dem Erddruck aus Bodeneigengewicht, Kohäsion und großflächiger Gleichlast von 10 kN/m² überlagert werden. Diese Last wird im Folgenden als Zusatzlast bezeichnet.

Der Ausbreitungswinkel der Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen ϑ_{ag} beträgt für $\alpha = \beta = 0$:

$$\vartheta_{ag} = \varphi + \arctan\left[\frac{\cos(\varphi)}{\sin(\varphi) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta_a)}{\sin(\varphi)\cdot\cos(\delta_a)}}}\right] = 22° + \arctan\left[\frac{\cos(22°)}{\sin(22°) + \sqrt{\frac{\sin(22°+22°)}{\sin(22°)\cdot\cos(22°)}}}\right]$$

$$\vartheta_{ag} = 49{,}4°$$

mit $V = p_v \cdot b = 37{,}8\text{kN/m}^2 \cdot (1{,}88\text{m} - 0{,}6\text{m}) = 48{,}38\text{kN/m}$

ist $E_{avh} = V \cdot \frac{\sin(\vartheta_{ag} - \varphi)\cdot\cos(\delta_a)}{\cos(\delta_a + \varphi - \vartheta_{ag})} = 48{,}38 \cdot \frac{\sin(49{,}4° - 22°)\cdot\cos(22°)}{\cos(22° + 22° - 49{,}4°)} = 20{,}75\text{kN}$.

Damit ergibt sich die Höhe h_f in der die Zusatzlast einen zusätzlichen Erddruck auf die Baugrubenwand erzeugt zu: $h_f = \frac{E_{avh}}{p_v \cdot K_{aph}} = \frac{20{,}75\text{kN}}{37{,}8\text{kN/m}^2 \cdot 0{,}322} = 1{,}70\text{m}$. Demnach gibt es einen zusätzlichen Erddruck aus Baggern und Hebezeugen $e_{aph,2}$, der von 0,24 m (ergibt sich aus $\varphi' = 22°$) bis 1,94 m u GOK angreift und die Größe $e_{aph,2} = 37{,}8\text{kN/m}^2 \cdot 0{,}322 = \underline{12{,}17\text{kN/m}^2}$ bzw. $37{,}8\text{kN/m}^2 \cdot 0{,}367 = \underline{13{,}87\text{kN/m}^2}$ hat.

Aufgrund der Kohäsion des Auelehms muss überprüft werden, ob der Mindest-Erddruck anzusetzen ist. Es stellt sich heraus, dass bis in eine Tiefe von 0,24 m u GOK der Mindest-Erddruck größer als der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht, ständiger großflä-

chiger Gleichlast und ständiger Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen und Kohäsion ist. Daher muss bis in eine Tiefe von 0,24 m u GOK der Mindest-Erddruck angesetzt werden. Das heißt, der Mindest-Erddruck muss bis zu der Tiefe berücksichtigt werden, in der die Zusatzlast aus Baggern und Hebezeugen angreift. Es ergeben sich die folgenden aktiven Erddruckbeiwerte:

Tabelle 26: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte aktiver Erddruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	φ' [°]	c' [kN/m²]	γ bzw. γ' [kN/m³]	σ_{zg} [kN/m²]	$K_{agh} = K_{aph}$ [-]	K_{ach} [-]
0	0,00	22	5,0	18,0	0,0	0,161	1,015
1	0,24	22	5,0	18,0	4,3	0,161	1,015
1'	0,24	22	5,0	18,0	4,3	0,322	1,015
2	1,00	22	5,0	18,0	18,0	0,322	1,015
2'	1,00	22	5,0	8,0	18,0	0,367	1,015
3	1,94	22	5,0	8,0	25,5	0,367	1,015
3'	1,94	22	5,0	8,0	25,5	0,367	1,015
4	2,00	22	5,0	8,0	26,0	0,367	1,015
4'	2,00	35	0,0	11,0	26,0	0,205	0,691
5	5,00	35	0,0	11,0	59,0	0,205	0,691
5'	5,00	27	20,0	12,0	59,0	0,294	0,877
6	7,00	27	20,0	12,0	83,0	0,294	0,877
6'	7,00	27	20,0	12,0	83,0	0,294	0,877
7	12,00	27	20,0	12,0	143	0,294	0,877

Daraus ergibt sich aktiver Erddruck wie folgt:

Tabelle 27: Aktiver Erddruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	e_{agh} [kN/m²]	$e_{aph,1}$ [kN/m²]	$e_{aph,2}$ [kN/m²]	e_{ach} [kN/m²]	e_{ah} [kN/m²]	E_{ah} [kN/m]
0	0,00	0,00	3,22		5,08	0,00	
1	0,24	0,70	3,22		5,08	0,70	0,08
1'	0,24	1,39	3,22	12,17	5,08	11,71	
2	1,00	5,80	3,22	12,17	5,08	16,11	5,42
2'	1,00	6,61	3,67	13,87	5,08	19,07	
3	1,94	9,37	3,67	13,87	5,08	21,83	19,23
3'	1,94	9,37	3,67	13,87	5,08	21,83	
4	2,00	9,54	3,67		5,08	8,14	0,90
4'	2,00	5,33	2,05		0,00	7,38	
5	5,00	12,10	2,05		0,00	14,15	32,29
5'	5,00	17,35	2,94		17,54	2,75	
6	7,00	24,40	2,94		17,54	9,80	12,55
6'	7,00	24,40	2,94		17,54	9,80	
7	12,00	42,04	2,94		17,54	27,44	93,11

Die Erddruckbeiwerte des Erdruhedrucks ergeben sich zu:

Tabelle 28: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte Erdruhedruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	φ' [°]	c' [kN/m²]	γ bzw. γ' [kN/m³]	σ_{zg} [kN/m²]	$K_{0gh} = K_{0ph}$ [-]
0	0,00	22	5,0	18,0	0,0	0,625
1	0,24	22	5,0	18,0	4,3	0,625
1'	0,24	22	5,0	18,0	4,3	0,625
2	1,00	22	5,0	18,0	18,0	0,625
2'	1,00	22	5,0	8,0	18,0	0,625
3	1,94	22	5,0	8,0	25,5	0,625
3'	1,94	22	5,0	8,0	25,5	0,625
4	2,00	22	5,0	8,0	26,0	0,625
4'	2,00	35	0,0	11,0	26,0	0,426
5	5,00	35	0,0	11,0	59,0	0,426
5'	5,00	27	20,0	12,0	59,0	0,546
6	7,00	27	20,0	12,0	83,0	0,546
6'	7,00	27	20,0	12,0	83,0	0,546
7	12,00	27	20,0	12,0	143	0,546

Damit ergeben sich Erdruhedruck und erhöhter aktiver Erddruck wie folgt:

Tabelle 29: Erdruhedruck und erhöhter aktiver Erddruck

Punkt	Tiefe u GOK [m]	e_{0gh} [kN/m²]	$e_{0ph,1}$ [kN/m²]	$e_{0ph,2}$ [kN/m²]	e_{0h} [kN/m²]	e_{eh} [kN/m²]	E_{eh} [kN/m]
0	0,00	0,00	6,25		6,25	3,13	
1	0,24	2,70	6,25		8,95	4,82	0,95
1'	0,24	2,70	6,25	23,63	32,58	22,14	
2	1,00	11,25	6,25	23,63	41,13	28,62	9,75
2'	1,00	11,25	6,25	23,63	41,13	30,10	
3	1,94	15,95	6,25	23,63	45,83	33,83	30,05
3'	1,94	15,95	6,25	23,63	45,83	33,83	
4	2,00	16,25	6,25		22,50	15,32	1,47
4'	2,00	11,08	4,26		15,34	11,36	
5	5,00	25,13	4,26		29,39	21,77	49,69
5'	5,00	32,21	5,46		37,67	20,21	
6	7,00	45,32	5,46		50,78	30,29	50,50
6'	7,00	45,32	5,46		50,78	30,29	
7	12,00	78,08	5,46		83,54	55,49	214,45

Die Erddruckbeiwerte des passiven Erddrucks ergeben sich zu:

Tabelle 30: Bodenparameter und Erddruckbeiwerte passiver Erddruck

Punkt	Tiefe u BGS [m]	φ' [°]	c' [kN/m²]	γ bzw. γ' [kN/m³]	σ_{zg} [kN/m²]	$K_{pgh} = K_{pph}$ [-]	K_{pch}
6'	0,00	27	20,0	12,0	0	3,401	3,689
7	5,00	27	20,0	12,0	60	3,401	3,689

Damit ergibt sich der passive Erddruck zu:

Tabelle 31: Passiver Erddruck ab BGS

Punkt	Tiefe u BGS [m]	e_{pgh} [kN/m²]	e_{pch} [kN/m²]	e_{pph} [kN/m²]	e_{ph} [kN/m²]	E_{ph} [kN/m]
6'	0,00	0,00	73,77	34,01	107,78	
7	5,00	204,08	73,77	34,01	311,87	1049,13

Anhang 2 : Untersuchung des Einflusses der Bodensteifigkeit auf die Verformungen des Bogens unter Last im Modell B

Die Vermutung dass die Steifigkeit des umgebenden Bodens die Verformung des Bogens beeinflusst, soll untersucht werden. Hierfür wird zuerst die veränderliche Steifigkeit des Bodens in einem horizontalen Schnitt durch den Boden in Abhängigkeit von der Entfernung zur Baugrubenwand und zur Verkehrslast betrachtet und zudem wird die Bodensteifigkeiten im Modell B so verändert, dass sich ein Einfluss auf die Bodenverformungen zeigen müsste.

Es wurde exemplarisch eine Steifigkeitsverteilung an Punkten in verschiedener Entfernung zur Baugrubenwand im Modell A ermittelt. Diese Untersuchung wurde exemplarisch an Variante 5 ausgeführt. Es wurden in zwei verschiedenen Tiefenlagen jeweils die effektiven Spannungen in y-Richtung sowie die dazugehörigen Dehnungen in y-Richtung in zwei aufeinander folgenden Berechnungsschritten aus PLAXIS 2D ausgelesen. Die Tiefenlagen unter GOK waren: 0,30 m u GOK, 2,50 m u GOK. Die untersuchten Punkte lagen jeweils in derselben Tiefe unter GOK und waren gleichmäßig von der Baugrubenwand bis zu einem Abstand von 9,0 m von dieser ausgewählt. Zugunsten der Übersichtlichkeit sollen hier nur die aus der Division $E_s = \frac{\sigma'_{yy}}{\varepsilon_{yy}}$ ermittelten E-Moduln des letzten Berechnungsschrittes der Simulation in Tabelle 32 wiedergegeben werden.

Tabelle 32: E-Moduln in Abhängigkeit vom Abstand von der Baugrubenwand

Abstand von der Wand	0,0m	1,0m	2,0m	3,0m	4,0m	5,0m	6,0m	7,0m	8,0m	9,0m
0,3 m u GOK	30	18	5	6	16	18	15	15	14	14
2,5 m u GOK	72	89	235	264	310	307	248	239	223	214

Es zeigt sich, dass die E-Moduln, die etwa auf Höhe der Aussteifungslage ermittelt wurden, direkt an der Baugrubenwand erhöht sind und maximal 30 MN/m² betragen. Mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenwand sinken die E-Moduln auf 5 bzw. 6 MN/m² ab, um sich dann in einem Abstand von etwa 4,0 m von der Baugrubenwand bei ca. 15 MN/m² zu stabilisieren. Die erhöhten Werte direkt an der Baugrubenwand ergeben sich aus den nachträglich eingebrachten Aussteifungen. Diese steifen Elemente ziehen erhöh-

te Spannungen an sich und bewirken somit einen erhöhten E-Modul. Das Absinken des E-Moduls bei 2,0 m bis 3,0 m Abstand von der Baugrubenwand ergeben sich aus der Verschiebung der Wand Richtung Luftseite der Baugrube währen des Aushubs.

In 2,5 m Tiefe u GOK (Schicht des fluviatilen Sandes) sind die ermittelten E-Moduln wesentlich höher. Sie reichen von 72 MN/m² direkt an der Baugrubenwand bis zu 310 MN/m² im Abstand von 4,0 m von der Baugrubenwand. Die Vergleichsweise kleinen E-Moduln an der Baugrubenwand resultieren aus dem Nachgeben der Wand unter dem Erddruck. In größeren Abständen bleiben die E-Moduln von den Wandverformungen unbeeinflusst.

Es wird zudem überprüft, welchen Einfluss die Bodensteifigkeit im Modell B auf die Verschiebungen und Spannungen hat. Dafür wird im Modell B, Variante 1 (7er Bogen unter 40kN/m²) die Bodensteifigkeit stark variiert, um den Einfluss der Bodensteifigkeit auf die Verschiebungen festzustellen. Die Bodensteifigkeit wird folgendermaßen eingestellt: E_{oed}=0,175MN/m², 17,5MN/m² und 1.750MN/m².

Es zeigt sich, dass die Verschiebungen in x-Richtung nicht von der Bodensteifigkeit beeinflusst werden. Für den Vergleich werden sie maximalen Verschiebungen und die Verschiebungen an den Viertelspunkten des Bogens gemessen:

Tabelle 33: Verschiebungen und Spannungen in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit

	E_{oed}=0,175MN/m²	E_{oed}=17,5 MN/m²	E_{oed}=1.750 MN/m²
$u_{x,Viertelspunkte}$	516 E-9 m	547 E-9 m	542 E-9 m
$u_{x,max}$	0,033 mm	0,036 mm	0,033 mm
$\sigma'_{xx,Viertelspunkte}$	0,0024 kN/m²	0,1719 kN/m²	3,42 kN/m²
$\sigma'_{xx,max}$	0,0057 kN/m²	0,76 kN/m²	3,85 kN/m²

Daraus lässt sich schließen, dass die Bodensteifigkeit kaum einen bzw. keinen Einfluss auf die Verformung des Bogens unter der Last bzw. die Verschiebungen im Boden hat. Es treten bei 100facher Änderung der Bodensteifigkeit nur Veränderungen der Verformungen in der 12. Nachkommastelle auf. Die Bodensteifigkeit hat jedoch einen Einfluss auf die auftretenden Spannungen. Verformt sich der Bogen Richtung Erdreich, entsteht eine Druckspannung im anliegenden Boden, die umso größer ist, je steifer der Boden dort ist. Das heißt, wölbt sich ein Bogen unter dem Seitenschub der nebenliegenden Bögen auf, drückt er stärker gegen das Erdreich und erzeugt hier einen erhöhten Erddruck.

Da jedoch in Modell B die Verschiebungen von vorrangigem Interesse sind, wird eine Mohr-Coulomb'sche Spannungsverteilung als ausreichend angesehen. Für die Modellierung des Modells B wird eine konstante Steifigkeit E_{oed} von 60 MN/m² angenommen, welche der im Baugrundgutachten ermittelten Steifigkeit des fluviatilen Sandes entspricht.

Anhang 3: Erddruckermittlung am Modell A der Varianten 1 bis 10

Variante 1: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, Einbindetiefe 5,0 m

Die effektiven Horizontalspannungen der Variante 1 sind im Kapitel 1.1 behandelt.

Variante 2: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, Einbindetiefe 4,0 m

Tabelle 34: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 2

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,63	-12,68	-21,80	-25,72	-31,53	-36,58	-42,50	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-9,11	-17,20	-23,52	-20,60	-33,39	-39,82	-49,38	-45,74	-49,76	-52,90
2.	-8,15	-16,68	-22,09	-12,34	-27,79	-36,04	-47,78	-43,57	-47,11	-50,08
3.	-8,10	-16,68	-22,10	-12,28	-27,69	-36,03	-47,78	-43,57	-47,11	-50,08
4.	-7,33	-16,03	-17,95	-12,43	-16,67	-23,21	-39,21	-38,45	-41,55	-44,21
5.	-14,40	-28,22	-20,54	-22,00	-23,22	-26,15	-29,86	-35,39	-40,80	-44,05
6.	-8,02	-16,42	-17,54	-13,56	-15,49	-21,12	-25,81	-30,17	-35,06	-38,80
7.	-11,21	-18,62	-19,51	-27,23	-14,47	-19,53	-16,03	-9,05	-13,11	-16,31
8.	-19,22	-31,06	-23,65	-26,16	-25,17	-27,32	-19,14	-5,62	-11,38	-15,12
Max.	-19,22	-31,06	-23,65	-27,23	-25,17	-27,32	**-39,21**	-30,17	-35,06	-38,80
Diff. 1	7,07	**12,20**	2,59	9,57	6,54	2,93	-9,35	-3,06	-0,75	-0,16
Diff. 2	8,01	**12,44**	4,14	-1,07	10,70	7,79	3,11	-3,43	-1,73	-1,19

Tabelle 35: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 2

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,33	-58,41	-65,50	-70,93	-75,84	-76,22	-71,24	-65,19	-58,41	-51,33
1.	-54,25	-61,15	-67,93	-72,71	-75,85	-79,73	-73,58	-67,26	-60,31	-53,07
2.	-51,38	-57,99	-64,41	-68,74	-70,31	-81,26	-70,67	-63,05	-55,54	-47,96
3.	-51,38	-57,99	-64,41	-68,74	-70,31	-81,26	-70,67	-63,05	-55,54	-47,96
4.	-45,38	-51,16	-56,40	-59,11	-55,78	-82,07	-60,66	-50,29	-42,83	-39,53
5.	-45,35	-51,71	-57,25	-60,02	-56,56	-81,53	-60,82	-50,64	-43,36	-40,46
6.	-40,42	-47,66	-53,46	-56,15	-52,04	-77,88	-56,48	-49,76	-58,28	-123,03
7.	-17,72	-23,59	-25,96	-23,93	-23,04	-144,25	-90,08	-75,79	-82,07	-113,58
8.	-16,83	-23,60	-26,49	-24,98	-25,23	-143,36	-90,54	-77,24	-88,63	-111,42

Tabelle 36: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 2

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,08
L	1,13	L2	8,17
M	1,94	M2	9,25
N	2,47	N2	10,07
O	3,31	O2	10,83
P	4,05	P2	10,83
Q	4,91	Q2	10,07
R	5,73	R2	9,25
S	6,38	S2	8,17
T	6,87	T2	7,08

Tabelle 37: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 2

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,80		-0,17		0,80	
0,50	1,13	-15,84		0,29		-5,38	
1,13	1,94	-22,16		0,27		-25,93	
1,94	2,47	-13,20		0,26		-22,57	
2,47	3,31	-21,56		0,42		-51,47	
3,31	4,05	-19,42		0,36		-61,86	
4,05	4,91	-19,98		0,40		-80,01	
4,91	5,73	-10,15		0,34		-49,68	
5,73	6,38	-5,52		0,36		-30,49	
6,38	6,87	-6,49		0,26		-39,69	
6,87	7,08	-3,35		0,11		-21,72	
7,08	8,17	-22,04	-109,03	0,58	0,57	-156,33	774,56
8,17	9,25	-27,05	-89,57	0,55	0,55	-221,79	734,26
9,25	10,07	-21,10	-68,79	0,41	0,40	-193,38	630,85
10,07	10,83	-19,08	-88,88	0,38	0,35	-189,82	886,91
					Summe ü BGS	-366,28	
					Summe u BGS	-783,04	3026,58
					Bemessungswert räumlich	-3175,22	4905,35

Variante 3: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 0,5 m, Einbindetiefe 3,0 m

Tabelle 38: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 3

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,63	-12,68	-21,80	-25,72	-31,53	-36,58	-42,50	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-9,27	-17,31	-23,86	-23,06	-33,75	-39,81	-48,31	-45,13	-48,74	-50,90
2.	-8,60	-16,94	-22,67	-15,28	-31,00	-37,12	-47,03	-43,04	-45,65	-45,84
3.	-8,52	-16,94	-22,64	-15,17	-30,94	-37,11	-47,03	-43,04	-45,65	-45,84
4.	-7,87	-16,38	-20,09	-11,47	-19,08	-26,66	-43,80	-39,49	-40,45	-37,09
5.	-14,99	-28,74	-23,18	-21,70	-22,49	-26,58	-38,23	-39,39	-41,37	-37,75
6.	-8,56	-16,80	-20,39	-12,58	-17,80	-21,33	-32,60	-33,62	-35,22	-31,82
7.	-11,54	-18,88	-22,56	-28,32	-16,97	-18,86	-20,73	-19,26	-20,98	-13,65
8.	-19,77	-31,37	-27,76	-25,68	-25,95	-26,18	-24,27	-18,67	-20,79	-14,46
Max.	-19,77	-31,37	-27,76	-28,32	-25,95	-26,66	**-38,23**	-19,34	-21,11	-14,46
Diff. 1	7,11	**12,36**	3,09	10,23	3,41	-0,08	-5,57	-0,10	0,92	0,66
Diff. 2	8,23	**12,49**	5,21	-2,64	8,99	7,32	3,55	-0,59	-0,18	0,81

Tabelle 39: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 3

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,40	-57,03	-61,61	-67,19	-69,58	-69,58	-67,19	-61,61	-57,03	-51,40
1.	-51,97	-58,27	-62,97	-67,83	-69,24	-70,81	-68,40	-62,85	-58,25	-52,58
2.	-35,55	-50,92	-57,03	-63,23	-65,10	-67,29	-63,96	-57,31	-52,32	-46,38
3.	-35,55	-50,92	-57,03	-63,23	-65,10	-67,29	-63,96	-57,31	-52,32	-46,38
4.	-6,65	-37,28	-45,30	-52,40	-54,40	-54,17	-49,52	-42,01	-37,92	-36,40
5.	-6,74	-37,46	-45,70	-52,57	-54,36	-53,67	-49,41	-42,42	-38,64	-37,37
6.	8,96	-29,38	-40,90	-51,71	-57,58	-45,64	-44,43	-47,66	-59,60	-115,30
7.	31,17	18,78	3,86	0,65	8,39	-69,01	-63,60	-63,86	-75,80	-115,97
8.	29,87	19,87	4,15	0,61	8,08	-68,47	-63,93	-66,15	-80,23	-115,83

Tabelle 40: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 3

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,08
L	1,13	L2	8,17
M	1,94	M2	9,25
N	2,47	N2	10,07
O	3,31	O2	10,83
P	4,05	P2	10,83
Q	4,91	Q2	10,07
R	5,73	R2	9,25
S	6,38	S2	8,17
T	6,87	T2	7,08

Tabelle 41: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 3

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,94		-0,17		0,82	
0,50	1,13	-16,11		0,29		-5,46	
1,13	1,94	-23,95		0,27		-28,02	
1,94	2,47	-14,16		0,27		-24,10	
2,47	3,31	-21,69		0,42		-51,85	
3,31	4,05	-19,29		0,37		-61,35	
4,05	4,91	-21,69		0,42		-86,46	
4,91	5,73	-17,60		0,39		-85,17	
5,73	6,38	-12,82		0,33		-71,16	
6,38	6,87	-8,64		0,23		-53,02	
6,87	7,08	-4,65		0,12		-30,08	
7,08	8,17	-27,11	-106,85	0,51	0,58	-194,13	757,78
8,17	9,25	-12,97	-79,04	0,42	0,56	-108,01	647,58
9,25	10,07	-1,95	-53,33	0,31	0,41	-18,07	488,40
10,07	10,83	-3,30	-50,31	0,49	0,38	-32,48	500,85
					Summe ü BGS	-465,76	
					Summe u BGS	-382,78	2394,61
					Bemessungswert räumlich	-3353,26	3361,11

Variante 4: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 1,75 m, Einbindetiefe 3,0 m

Tabelle 42: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 4

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-4,91	-12,54	-21,64	-25,72	-31,53	-36,58	-42,50	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-8,37	-17,27	-23,51	-22,83	-33,72	-39,81	-48,31	-45,13	-48,74	-50,90
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-6,72	-16,60	-21,55	-11,47	-25,99	-35,33	-46,76	-41,96	-43,87	-42,74
4.	-6,33	-16,44	-20,79	-13,73	-21,50	-33,55	-47,44	-42,07	-43,74	-42,13
5.	-7,61	-18,52	-21,53	-11,22	-19,86	-30,41	-43,71	-39,57	-41,06	-38,81
6.	-8,46	-17,99	-22,37	-26,50	-21,88	-21,83	-29,88	-30,87	-31,79	-28,23
7.	-10,19	-19,28	-23,95	-40,60	-24,69	-20,65	-23,99	-25,66	-26,15	-20,32
8.	-17,83	-30,05	-29,40	-37,97	-27,31	-26,25	-28,71	-26,56	-27,18	-21,87
Max.	-17,83	-30,05	-29,40	**-40,60**	-27,31	-26,25	29,88	-30,87	-31,79	-28,23
Diff. 1	1,28	**2,08**	0,74	-2,50	-1,64	-3,14	-3,73	-2,50	-2,68	-3,32
Diff. 2	7,64	**10,77**	5,45	-2,63	2,62	5,60	4,72	0,90	1,03	1,55

Tabelle 43: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 4

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,40	-57,03	-61,61	-67,19	-69,58	-69,58	-67,19	-61,61	-57,03	-51,40
1.	-51,96	-58,27	-62,97	-67,84	-69,26	-70,80	-68,40	-62,84	-58,25	-52,57
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-25,38	-46,35	-53,20	-59,97	-61,97	-64,26	-60,31	-52,88	-47,55	-41,33
4.	-22,84	-45,35	-52,40	-59,29	-61,40	-62,86	-58,84	-51,29	-45,86	-39,53
5.	-12,75	-40,38	-48,54	-56,27	-59,28	-56,58	-53,15	-48,17	-48,13	-89,60
6.	20,08	-12,68	-20,72	-23,68	-20,15	-58,13	-53,60	-53,62	-61,98	-115,15
7.	27,89	7,83	1,34	5,08	20,97	-71,32	-63,58	-60,80	-68,01	-113,76
8.	24,10	6,90	0,77	5,15	21,73	-71,08	-63,91	-62,30	-71,74	-113,53

Tabelle 44: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 4

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,11
L	1,13	L2	8,82
M	1,94	M2	10,18
N	2,47	N2	11,48
O	3,31	O2	12,87
P	4,05	P2	12,87
Q	4,91	Q2	11,48
R	5,73	R2	10,18
S	6,38	S2	8,82
T	6,87	T2	7,11

Tabelle 45: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 4

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,46		-0,17		0,74	
0,50	1,13	-15,08		0,29		-5,15	
1,13	1,94	-24,08		0,27		-28,17	
1,94	2,47	-17,85		0,25		-30,64	
2,47	3,31	-27,42		0,44		-64,90	
3,31	4,05	-19,82		0,37		-62,98	
4,05	4,91	-23,63		0,44		-93,91	
4,91	5,73	-22,66		0,40		-109,35	
5,73	6,38	-17,47		0,33		-97,01	
6,38	6,87	-12,02		0,24		-73,71	
6,87	7,11	-4,83		0,82		-31,25	
7,11	8,82	-16,90	-100,97	0,44	0,59	-122,12	715,28
8,82	10,18	-4,14	-72,38	0,40	0,55	-34,62	593,32
10,18	11,48	-2,43	-51,75	0,51	0,41	-22,00	474,08
11,48	12,87	-10,22	-51,30	0,46	0,37	-100,87	510,76
					Summe ü BGS	-565,09	
					Summe u BGS	-310,85	2293,44
					Bemessungswert räumlich	-3929,68	3219,11

Variante 5: BGS 7,0 m u GOK, h_A = 1,75 m, Einbindetiefe 3,5 m

Tabelle 46: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 5

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-4,91	-12,54	-21,64	-25,72	-31,53	-36,58	-36,58	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-8,36	-17,25	-23,49	-22,69	-33,68	-39,79	-39,79	-45,11	-48,69	-50,78
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-6,74	-17,00	-21,61	-11,53	-26,27	-35,34	-37,92	-41,96	-43,94	-43,02
4.	-6,35	-16,95	-20,85	-13,76	-21,54	-33,58	-40,86	-42,09	-43,83	-42,43
5.	-7,68	-19,27	-21,60	-11,19	-19,90	-30,58	-36,32	-39,66	-41,23	-39,22
6.	-8,49	-18,58	-22,40	-26,43	-21,78	-21,78	-26,67	-30,77	-31,73	-28,42
7.	-10,21	-19,95	-23,99	-40,54	-24,47	-20,44	-23,40	-25,44	-25,98	-20,70
8.	-17,94	-31,05	-29,40	-37,51	-27,16	-26,28	-27,38	-26,27	-26,88	-21,95
Max.	-17,94	-31,05	-29,40	**-40,54**	-27,16	-26,28	-27,38	-30,77	-31,73	-28,42
Diff. 1	1,33	**2,32**	0,75	-2,56	-1,64	-3,00	-4,54	-2,43	-2,61	-3,21
Diff. 2	7,73	**11,10**	5,41	-3,03	2,69	5,85	3,98	0,83	0,90	1,26

Tabelle 47: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 5

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,50	-58,08	-63,29	-69,82	-72,59	-72,59	-69,82	-63,29	-58,08	-51,50
1.	-51,73	-59,41	-64,84	-70,76	-72,64	-73,92	-71,11	-64,56	-59,30	-52,68
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-26,86	-48,20	-55,45	-62,91	-64,91	-67,77	-63,29	-54,66	-48,64	-41,44
4.	-24,43	-47,27	-54,67	-62,14	-64,12	-66,56	-61,94	-53,11	-46,97	-39,64
5.	-14,86	-42,72	-50,97	-58,79	-61,01	-60,81	-56,27	-49,16	-47,42	-86,51
6.	18,45	-15,36	-23,88	-27,61	-23,78	-61,90	-55,65	-50,27	-57,01	-115,98
7.	27,87	4,36	-2,50	-1,54	12,02	-73,98	-65,08	-57,31	-63,28	-116,35
8.	25,15	3,69	-3,15	-1,68	12,19	-73,78	-65,36	-58,54	-66,55	-116,32

Tabelle 48: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 5

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,08
L	1,13	L2	8,17
M	1,94	M2	9,25
N	2,47	N2	10,07
O	3,31	O2	10,83
P	4,05	P2	10,83
Q	4,91	Q2	10,07
R	5,73	R2	9,25
S	6,38	S2	8,17
T	6,87	T2	7,08

Tabelle 49: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 5

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,49		-0,17		0,75	
0,50	1,13	-15,43		0,29		-5,29	
1,13	1,94	-24,48		0,27		-28,64	
1,94	2,47	-17,73		0,25		-30,42	
2,47	3,31	-27,16		0,44		-64,30	
3,31	4,05	-19,77		0,37		-62,84	
4,05	4,91	-22,60		0,43		-89,97	
4,91	5,73	-21,55		0,41		-103,86	
5,73	6,38	-17,27		0,33		-95,94	
6,38	6,87	-11,97		0,24		-73,39	
6,87	7,08	-4,95		0,11		-32,01	
7,08	8,17	-15,72	-99,66	0,41	0,59	-114,10	705,18
8,17	9,25	-3,69	-67,55	0,53	0,55	-30,37	553,81
9,25	10,07	-1,98	-50,80	0,37	0,40	-18,23	465,68
10,07	10,83	-5,27	-52,87	0,48	0,37	-51,92	526,48
					Summe ü BGS	-553,90	
					Summe u BGS	139,95	2251,15
					Bemessungswert räumlich	-3371,65	3412,92

Variante 6: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, Einbindetiefe 6,0 m

Tabelle 50: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 6

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-11,29	-21,09	-25,72	-31,53	-36,58	-42,50	-39,33	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-15,25	-23,36	-21,63	-33,50	-39,66	-48,57	-42,43	-45,02	-48,44	-50,20
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-14,01	-21,08	-11,16	-21,21	-32,61	-45,18	-39,55	-41,37	-44,05	-45,49
5.	-23,84	-22,44	-22,31	-23,17	-25,10	-35,79	-35,92	-39,49	-43,78	-45,79
6.	-4,25	-8,72	-12,73	-16,74	-22,83	-12,06	-3,64	-3,72	-2,77	-8,37
7.	-2,72	-9,15	-11,25	-23,28	-22,70	-7,10	-6,16	-8,10	-9,24	-8,82
8.	-18,55	-20,61	-24,59	-28,70	-23,96	-8,41	-7,42	-6,82	-7,35	-7,95
Max.	-23,84	-22,44	-24,59	-28,70	-32,55	**-45,20**	-39,57	-8,10	-9,24	-8,82
Diff. 1	9,85	1,41	**10,93**	2,14	-7,45	-9,41	-3,65	-1,90		
Diff. 2	**15,83**	11,46	13,34	5,42	1,26	1,31	1,26	-1,28		

Tabelle 51: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 6

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,47	-57,73	-68,94	-80,15	-89,26	-89,26	-80,15	-68,94	-57,73	-51,47
1.	-49,82	-58,86	-71,05	-82,99	-92,39	-90,54	-82,35	-70,27	-58,90	-52,57
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-44,99	-53,64	-65,43	-74,54	-88,10	-83,60	-75,03	-60,81	-48,63	-41,85
5.	-45,45	-54,57	-66,67	-76,16	-89,94	-81,19	-75,94	-60,69	-48,17	-41,37
6.	-17,15	-41,09	-61,69	-69,42	-128,78	-27,52	-66,28	-51,75	-83,83	-121,34
7.	-10,20	-9,97	-10,23	-23,82	-196,44	93,65	-97,63	-140,06	-162,78	-120,95
8.	-9,57	-9,15	-13,91	-10,11	-505,94	94,64	-109,60	-234,95	-164,11	-120,85

Tabelle 52: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 6

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,08
L	1,13	L2	8,17
M	1,94	M2	9,25
N	2,47	N2	10,07
O	3,31	O2	10,83
P	4,05	P2	10,83
Q	4,91	Q2	10,07
R	5,73	R2	9,25
S	6,38	S2	8,17
T	6,87	T2	7,08

Tabelle 53: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 6

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-3,63		-0,17		0,60	
0,50	1,13	-11,92		0,29		-4,05	
1,13	1,94	-17,84		0,27		-20,88	
1,94	2,47	-11,45		0,26		-19,56	
2,47	3,31	-21,65		0,40		-52,13	
3,31	4,05	-19,64		0,38		-62,23	
4,05	4,91	-13,79		0,36		-55,86	
4,91	5,73	-6,59		0,41		-31,75	
5,73	6,38	-5,21		0,32		-28,95	
6,38	6,87	-4,12		0,25		-25,20	
6,87	7,08	-2,10		0,11		-13,61	
7,08	8,17	-12,25	-130,44	0,55	0,55	-87,29	929,30
8,17	9,25	-11,04	-128,71	0,52	0,54	-90,80	1056,67
9,25	10,07	-11,75	-78,07	0,46	0,44	-107,07	712,48
10,07	10,83	-81,41	-54,15	0,48	0,38	-801,62	538,82
					Summe ü BGS	-299,99	
					Summe u BGS	-1100,38	3237,27
					Bemessungswert räumlich	-3096,35	6426,02

Variante 7: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, Einbindetiefe 7,0 m

Tabelle 54: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 7

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,61	-14,33	-21,09	-25,72	-31,53	-36,58	-42,50	-42,44	-42,44	-49,95
1.	-9,03	-18,60	-22,87	-17,71	-32,77	-39,41	-49,79	-45,71	-45,71	-52,82
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-7,04	-17,69	-20,62	-11,54	-20,01	-31,97	-46,18	-42,12	-42,12	-48,25
5.	-12,80	-26,94	-21,95	-22,46	-23,46	-24,74	-34,35	-39,77	-39,77	-48,50
6.	-1,37	-4,54	-8,70	-12,90	-17,20	-22,99	-12,25	-3,52	-3,52	-13,09
7.	-1,17	-4,56	-8,67	-11,84	-21,84	-23,00	-7,36	-7,35	-7,35	-8,41
8.	-14,50	-23,35	-20,71	-22,48	-29,06	-24,02	-8,05	-8,02	-8,02	-8,79
Max.	-14,50	-26,94	-21,95	-22,48	-29,06	-31,97	**-46,49**	-8,02	-8,02	-13,09
Diff. 1	5,76	9,25	1,33	10,93	3,45	-7,22	**-11,82**	-2,35	-2,35	0,25
Diff. 2	13,33	**18,79**	12,04	10,64	7,22	1,01	0,69	0,67	0,67	0,38

Tabelle 55: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 7

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,47	-51,47	-74,00	-84,37	-94,99	-94,99	-94,99	-74,00	-74,00	-51,47
1.	-54,32	-54,32	-76,42	-87,32	-97,52	-96,07	-96,07	-75,83	-75,83	-53,12
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-49,64	-49,64	-70,69	-51,43	-94,95	-87,82	-87,82	-67,04	-67,04	-42,35
4.	-50,05	-50,05	-71,99	-55,61	-95,55	-86,70	-86,70	-67,08	-67,08	-41,78
5.	-24,55	-24,55	-68,18	-20,02	-111,55	-55,20	-55,20	-53,42	-53,42	-121,36
6.	-8,88	-8,88	-13,94	8,81	-147,18	22,09	22,09	-90,20	-90,20	-119,71
7.	-11,24	-11,24	-9,20	19,46	-194,78	71,25	71,25	-119,17	-119,17	-120,17
8.	-49,64	-49,64	-70,69	-51,43	-94,95	-87,82	-87,82	-67,04	-67,04	-42,35

Tabelle 56: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 7

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,08
L	1,13	L2	8,17
M	1,94	M2	9,25
N	2,47	N2	10,07
O	3,31	O2	10,83
P	4,05	P2	10,83
Q	4,91	Q2	10,07
R	5,73	R2	9,25
S	6,38	S2	8,17
T	6,87	T2	7,08

Tabelle 57: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 7

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,64		-0,17		0,77	
0,50	1,13	-12,33		0,31		-3,82	
1,13	1,94	-18,31		0,27		4,76	
1,94	2,47	-14,12		0,26		-24,18	
2,47	3,31	-22,12		0,43		-52,58	
3,31	4,05	-11,97		0,43		-37,37	
4,05	4,91	-6,80		0,42		-27,14	
4,91	5,73	-5,84		0,40		-28,17	
5,73	6,38	-4,60		0,33		-25,56	
6,38	6,87	-3,75		0,25		-22,94	
6,87	7,08	-1,84		0,11		-11,90	
7,08	8,17	-10,20	-155,31	0,54	0,52	-72,72	1110,85
8,17	9,25	-12,45	-215,49	0,58	0,51	-101,79	1776,08
9,25	10,07	-9,85	-141,27	0,39	0,46	-90,43	1286,97
10,07	10,83	-196,10	-5,68	0,50	2,11	-1927,32	46,73
					Summe ü BGS	-216,22	
					Summe u BGS	-2204,17	4220,63
					Bemessungswert räumlich	-3755,65	9049,28

Variante 8: BGS 7,0 m u GOK, keine Aussteifung, Einbindetiefe 8,0 m

Tabelle 58: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 8

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,61	-10,61	-21,09	-25,72	-31,53	-36,58	-38,58	-42,44	-46,71	-49,95
1.	-9,01	-14,01	-22,83	-17,32	-32,68	-39,37	-41,37	-45,72	-49,67	-52,82
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-7,11	-9,11	-20,76	-11,43	-20,29	-32,39	-34,39	-42,22	-45,52	-48,38
5.	-12,86	-16,86	-22,05	-22,43	-23,38	-24,82	-26,82	-39,98	-45,17	-48,64
6.	-1,40	-5,40	-8,73	-13,01	-17,54	-22,98	-24,98	-3,41	-3,65	-15,58
7.	-1,22	-8,22	-8,56	-11,93	-21,11	-23,20	-25,20	-7,12	-8,44	-8,47
8.	-16,05	-19,05	-20,41	-23,32	-27,48	-24,88	-26,88	-6,61	-7,67	-8,45
Max.	-16,05	-19,05	-22,05	-23,32	-27,48	-32,27	**-34,27**	-7,14	-8,50	-15,58
Diff. 1	5,75	7,75	1,29	**10,99**	3,09	-7,57	-7,57	-2,24	-0,35	0,26
Diff. 2	**14,83**	10,83	11,85	11,39	6,37	1,68	1,68	-0,52	-0,77	-0,03

Tabelle 59: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 8

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-51,47	-65,38	-76,59	-89,80	-102,02	-102,04	-89,80	-76,59	-65,38	-51,47
1.	-54,32	-68,03	-78,81	-92,31	-104,46	-102,50	-94,14	-78,49	-67,06	-53,08
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	-49,78	-62,94	-72,85	-78,69	-103,20	-94,97	-86,49	-70,52	-57,28	-42,30
4.	-50,20	-64,10	-74,13	-80,25	-103,25	-93,90	-87,36	-70,70	-56,90	-41,72
5.	-26,66	-59,71	-70,29	-72,40	-112,97	-67,66	-76,86	-57,40	-53,68	-121,48
6.	-8,34	-7,75	-28,46	-5,76	-154,24	-28,37	-109,79	-83,59	-117,77	-119,39
7.	-9,51	-11,72	-15,89	2,14	-203,11	37,21	-106,70	-95,44	-153,88	-119,74
8.	-49,78	-62,94	-72,85	-78,69	-103,20	-94,97	-86,49	-70,52	-57,28	-42,30

Tabelle 60: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 8

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	7,11
L	1,13	L2	9,23
M	1,94	M2	10,94
N	2,47	N2	12,95
O	3,31	O2	14,82
P	4,05	P2	14,82
Q	4,91	Q2	12,95
R	5,73	R2	10,94
S	6,38	S2	9,23
T	6,87	T2	7,11

Tabelle 61: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 8

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-4,01		-0,17		0,67	
0,50	1,13	-10,11		0,31		-3,18	
1,13	1,94	-14,76		0,27		-17,27	
1,94	2,47	-11,59		0,26		-19,82	
2,47	3,31	-21,33		0,41		-51,23	
3,31	4,05	-19,37		0,38		-61,48	
4,05	4,91	-21,39		0,43		-85,15	
4,91	5,73	-12,91		0,33		-63,25	
5,73	6,38	-4,64		0,33		-25,74	
6,38	6,87	-3,95		0,25		-24,16	
6,87	7,11	-2,16		0,12		-13,98	
7,11	9,23	-22,51	-290,04	1,10	1,02	-171,81	2237,40
9,23	10,94	-23,61	-213,17	0,90	0,92	-225,27	2029,01
10,94	12,95	-13,82	-203,16	0,57	0,99	-164,28	2328,91
12,95	14,82	-187,91	-64,98	1,25	1,58	-2455,37	827,84
					Summe ü BGS	-350,63	
					Summe u BGS	-3030,71	7423,15
					Bemessungswert räumlich	-5503,15	17014,58

Variante 9: BGS 4,0 m u GOK, keine Aussteifung, Einbindetiefe 4,0 m

Aufgrund der geringen Tiefe der Baugrube von 4,0 m, wurden nur 5 Punkte K-O untersucht.

Tabelle 62: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 9

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,61	-5,61	-23,96	-31,76	-35,12					
1.	-9,40	-9,40	-18,52	-34,05	-38,45					
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-6,81	-6,81	-11,04	-20,14	-25,01					
5.	-12,55	-12,55	-20,52	-24,87	-23,67					
6.	-1,70	-1,70	-13,55	-16,45	-19,62					
7.	-1,28	-1,28	-11,05	-15,83	-20,57					
8.	-9,35	-9,35	-26,48	-23,82	-28,98					
Max.	-12,55	-12,55	-26,48	-23,82	**-28,98**					
Diff. 1	5,75	5,75	**9,49**	4,73	-1,34					
Diff. 2	8,07	8,07	**15,42**	8,00	8,41					

Tabelle 63: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 9

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-37,14	-37,14	-42,44	-49,95	-56,50	-56,50	-49,95	-42,44	-42,44	-42,28
1.	-40,75	-40,75	-45,53	-52,25	-56,62	-56,62	-51,96	-43,82	-43,82	-43,14
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-30,97	-30,97	-41,63	-46,34	-47,89	-47,89	-42,96	-31,60	-31,60	-30,77
5.	-25,60	-25,60	-39,03	-48,20	-55,48	-55,48	-40,42	-31,39	-31,39	-38,76
6.	-24,39	-24,39	-24,88	-48,11	-74,82	-74,82	-38,16	-58,04	-58,04	-59,32
7.	-27,33	-27,33	-4,98	-19,55	-87,69	-87,69	-48,62	-88,40	-88,40	-60,34
8.	-32,24	-32,24	-3,54	-5,64	-209,10	-209,10	-40,93	-187,77	-187,77	-57,39

Tabelle 64: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 9

Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	4,13
L	1,27	L2	4,94
M	2,21	M2	5,73
N	3,34	N2	6,87
O	3,83	O2	7,87
P		P2	7,87
Q		Q2	6,87
R		R2	5,73
S		S2	4,94
T		T2	4,13

Tabelle 65: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 9

Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-2,34		-0,17		0,39	
0,50	1,27	-7,20		0,38		-2,77	
1,27	2,21	-16,84		0,31		-23,52	
2,21	3,34	-28,42		0,57		-64,37	
3,34	3,83	-12,94		0,24		-40,01	
3,83	4,13	-4,84		0,20		-16,59	
4,13	4,94	-26,12	-99,29	0,41	0,33	-105,38	407,76
4,94	5,73	-14,14	-148,34	0,29	0,40	-69,84	717,23
5,73	6,87	-5,24	-130,36	0,61	0,69	-30,14	740,19
6,87	7,87	-107,37	-125,01	0,66	0,39	-720,70	872,87
					Summe ü BGS	-130,29	
					Summe u BGS	-942,64	2738,05
					Bemessungswert räumlich	-1846,69	4437,71

Variante 10: BGS 4,0 m u GOK, keine Aussteifung, Einbindetiefe 5,5 m

Aufgrund der geringen Tiefe der Baugrube von 4,0 m, wurden nur 5 Punkte K-O untersucht.

Tabelle 66: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K-T, Variante 10

Punkt	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-5,61	-14,33	-21,09	-21,09	-35,12					
1.	-9,31	-18,64	-23,40	-23,40	-38,28					
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-6,73	-17,75	-18,82	-18,82	-24,96					
5.	-12,74	-28,49	-20,32	-20,32	-23,79					
6.	-1,81	-11,51	-9,41	-9,41	-19,68					
7.	-1,41	-4,84	-9,43	-9,43	-18,74					
8.	-11,86	-22,99	-19,05	-19,05	-28,68					
Max.	-12,74	-28,49	-20,32	-19,05	**-28,68**					
Diff. 1	6,01	**10,75**	1,49	1,49	-1,18					
Diff. 2	10,45	**18,15**	9,62	9,62	9,94					

Tabelle 67: Effektive Horizontalspannungen am Punkt K2-T2, Variante 10

Punkt	K2	L2	M2	N2	O2	P2	Q2	R2	S2	T2
Phase	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]	σ'_{xx} [kN/m²]
Initial	-37,14	-39,33	-46,71	-55,99	-66,64	-66,27	-55,99	-46,71	-39,33	-36,71
1.	-40,67	-42,87	-49,73	-58,51	-65,44	-69,49	-58,01	-48,36	-40,30	-39,07
2.	Phase 2 entfällt, es wird direkt bis zur Schichtgrenze ausgehoben									
3.	Phase 3 entfällt, es wird keine Aussteifung eingebracht									
4.	-31,18	-40,40	-44,96	-52,36	-55,32	-68,82	-48,52	-36,99	-26,13	-36,67
5.	-25,37	-34,41	-44,62	-53,70	-60,46	-63,72	-47,44	-36,49	-28,01	-44,08
6.	-22,92	-17,67	-39,02	-52,26	-71,49	-49,44	-42,85	-43,03	-76,39	-20,63
7.	-25,46	-2,48	-10,28	-41,27	-74,80	-49,32	-52,47	-59,94	-108,33	-19,80
8.	-33,34	-4,26	-4,96	-18,72	-121,93	-11,45	-51,78	-78,72	-160,18	-19,45

Tabelle 68: Y-Koordinaten der Punkte K-T2 entlang der Baugrubenwand, Variante 10

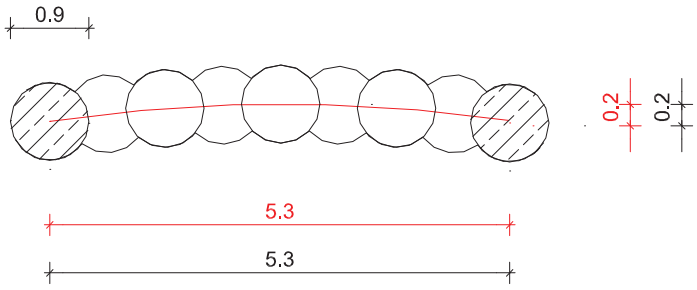
Punkt	[m] u GOK	Punkt	[m] u GOK
K	0,50	K2	4,13
L	1,27	L2	5,25
M	1,87	M2	6,38
N	2,69	N2	7,80
O	3,83	O2	9,42
P		P2	9,42
Q		Q2	7,80
R		R2	6,38
S		S2	5,25
T		T2	4,13

Tabelle 69: Überprüfung der Einbindetiefe, Variante 10

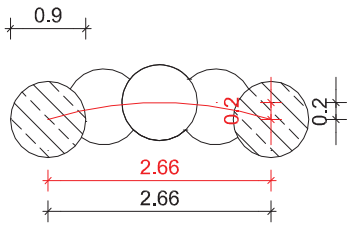
Tiefe u GOK [m] von	[m] bis	$E_{ah,k}$ [kN/lfm]	$E_{ph,k}$ [kN/lfm]	y_a [m]	y_p [m]	M_a [kNm]	M_p [kNm]
0,00	0,50	-2,96		-0,17		0,49	
0,50	1,27	-13,42		0,34		-5,72	
1,27	1,87	-12,61		0,20		-14,76	
1,87	2,69	-15,62		0,41		-27,81	
2,69	3,83	-27,21		0,53		-76,14	
3,83	4,13	-5,00		0,20		-17,15	
4,13	5,25	-21,06	-100,59	0,42	0,41	-91,26	436,20
5,25	6,38	-5,21	-134,98	0,58	0,63	-27,63	708,74
6,38	7,80	-16,82	-92,66	0,85	0,76	-108,53	606,07
7,80	9,42	-113,93	-51,22	1,01	0,98	-901,38	406,57
					Summe ü BGS	-123,93	
					Summe u BGS	-1145,95	2157,58
					Bemessungswert räumlich	-2025,80	4100,50

Anhang 4: Abbildungen der Varianten des Modells B

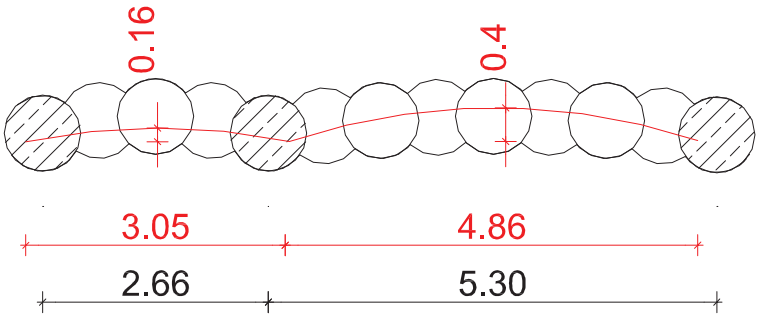
7er Bogen:



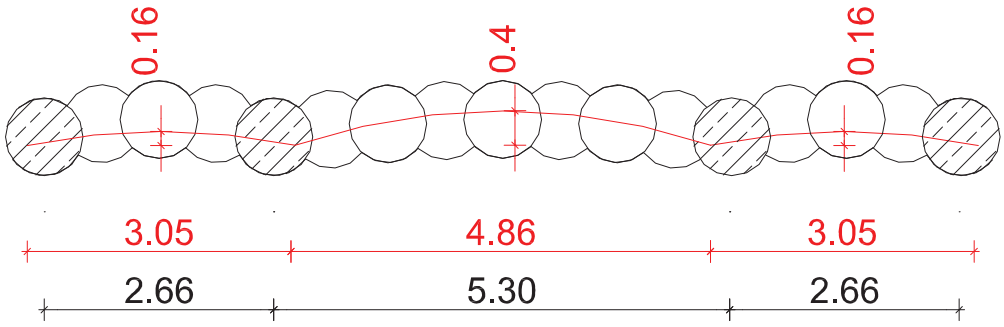
3er Bogen:



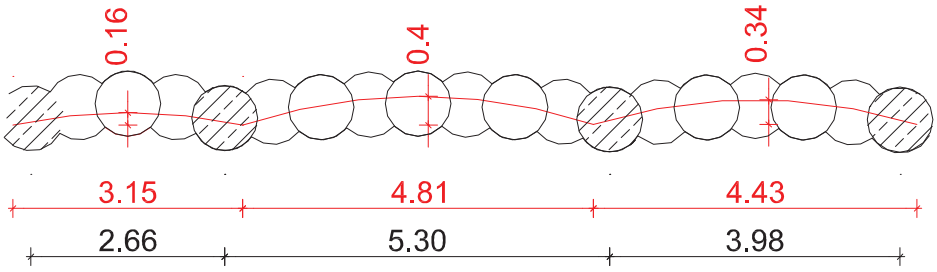
3er,7er Bogen:



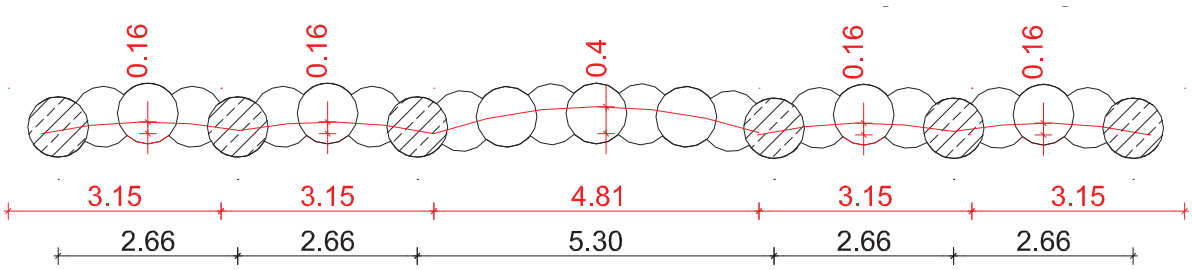
3er, 7er, 3er Bogen:



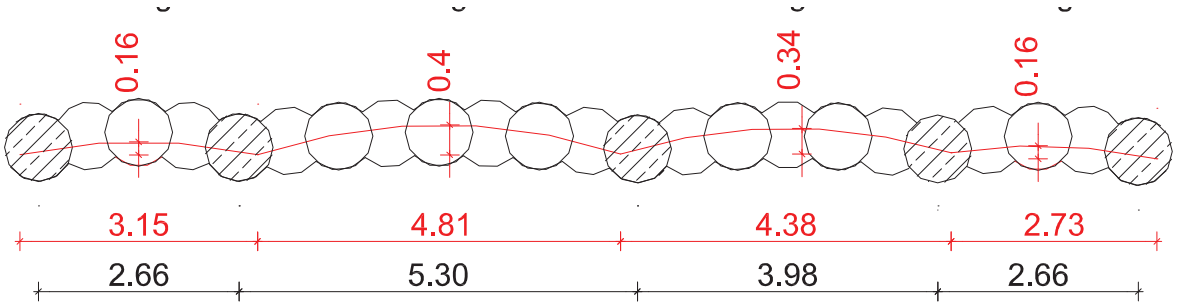
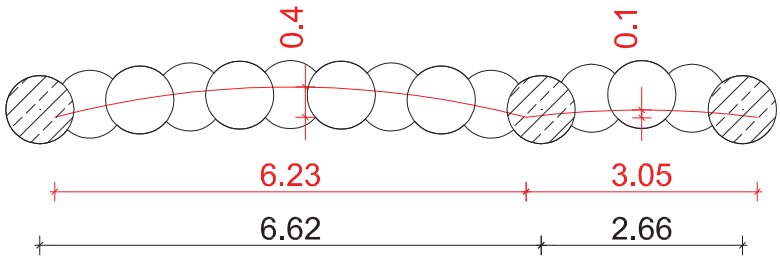
3er, 7er, 5er Bogen:



3er, 3er, 7er, 3er, 3er Bogen:



3er, 7er, 5er, 3er Bogen:



9er, 3er Bogen: