

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Statuary declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....

(signature)

Danksagung

Auf universitärer Seite möchte ich mich hiermit bei Herrn Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. M.Sc. tit.Univ.-Prof Helmut Schweiger und Dipl.-Ing Patrick Pichler, BSc für Ihre Betreuung bedanken. Sie haben mir bereits in der Lehre das Gebiet der Geotechnik näher gebracht und mein Interesse daran weiter wecken können. Durch Ihre Einbringung war es möglich, scheinbare Hürden zu überwinden und das Zentrale der Arbeit nicht aus den Augen zu verlieren.

Auch möchte ich der Firma Keller Grundbau Ges.mbH danken, da die bereitgestellten Unterlagen eines Ihrer Projekte die Basis dieser Arbeit bildet und diese so erst ermöglicht hat. Mein Dank gilt auch Herrn Dr. Clemens Kummerer, welcher diese Arbeit seitens der Firma Keller Grundbau Ges.mbH unterstützt hat. Die hilfreichen Fragestellungen und Anregungen haben dazu beigetragen, dass neben der Theorie auch praxisrelevante Aufgaben berücksichtigt wurden. Die Übernahme der Druckkosten dieser Arbeit durch die Firma Keller Grundbau Ges.mbH sei hier dankenswert erwähnt.

Ein großer Dank gilt auch meinen Eltern, welche mich immer unterstützt und mir alles – so auch dieses Studium – ermöglicht haben. Dadurch war es mir möglich die Studienzeit mit Rückhalt und sorgenfrei zu erleben.

Zum Genuss meiner Studienzeit haben sowohl meine Studienkollegen, als auch meine Freunde beigetragen. Sie haben mir geholfen und mich gestützt wenn ich ein Tief durchlebte. Auch außerhalb der Uni wurden viele erfüllte Stunden verbracht. Ein herzliches Dankeschön dafür.

Kurzfassung

In dieser Arbeit wurde die Wirkung von Hebungsinjektionen auf eine Pfahlgruppe untersucht. Basis dafür war ein durchgeführter Feldversuch. Die Modellierung und Simulation wurde mit der Software PLAXIS 3D 2013 durchgeführt. Es wurde der Einfluss von unterschiedlichen Varianten der Oberbaumodellierung untersucht. Die im Feldversuch ermittelten Hebungen wurden vergleichbar mit dem Modell nachgebildet.

Eine erweiterte Untersuchung umfasst die gezielte Hebung einzelner Pfähle. Dabei wurde eruiert ob dies in der Simulation möglich ist und wie sich das auf die umliegenden Pfähle auswirkte. In einem abgewandelten Modell mit kurzen Pfählen wurde, unabhängig vom Feldversuch, das Hebungsverhalten einer schwimmenden Pfahlgruppe bei einem Bodenmodell aus weichem Ton untersucht.

Abstract

In this diploma thesis the effects of compensation grouting on a pile foundation were investigated. The basis for this work is an instrumental field test. The software PLAXIS 3D 2013 was used for modelling and simulating. Different variations for the modelling of the structure on the top of the pile heads were investigated. The obtained heave in the field test was reproduced with the model.

Further investigations were done for the case of single pile lifting. The feasibility as well as the influence on the surrounding piles were of interest. The effects of compensation grouting to a floating pile foundation in soft clay were studied independently from the field test.

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Allgemein	1
1.2	Zielsetzung	1
2	Theoretische Grundlagen	2
2.1	Hebungsinjektionen	2
2.1.1	Zweck und Anwendungsbeispiele	3
2.1.2	Verfahren und erforderliche Geräte	6
2.1.2.1	Monitoring zur Überwachung und Prüfung	6
2.1.2.2	Bohrungen und Einbau des Manschettenrohrs	7
2.1.2.3	Vorbehandeln des Bodens und Erstverpressung	9
2.1.2.4	Hebung durch Mehrfachverpressung	11
2.1.2.5	Überwachung	12
2.1.3	Bemessung und Entwurf	12
2.2	Numerische Modellierung einer Hebungsinjektion	13
2.2.1	Konditionierter Boden	14
2.2.2	Injektionselemente	15
2.3	Stoffgesetze	15
2.3.1	Linear-elastisches Modell (LE)	16
2.3.2	Mohr-Coulomb Modell (MC)	16
2.3.3	Hardening Soil Modell (HS)	19
2.3.4	Hardening Soil small strain stiffness Modell (HSS)	21
3	Feldversuch	23
3.1	Beschreibung des Versuchs	23
3.2	Messdaten	24
4	Numerische Grunduntersuchung des Modells	26
4.1	Halbmodell, Diskretisierung und erste Untersuchung	26
4.1.1	Materialkennwerte	26
4.1.2	Geometrie und Last	29

4.1.3	Netzgenerierung	33
4.1.4	Berechnungsphasen.....	36
4.2	Einfluss der Modellabgrenzung	37
4.3	Vergleich HS-Modell und HSS-Modell.....	38
4.4	Simulation einer vorgegebenen Zielhebung	42
4.4.1	Phasen und Auswertung	43
4.4.2	Variation der konditionierten Zone.....	45
4.5	Lasteinleitung und Modellierung des Oberbaus	47
4.5.1	Oberbau vernachlässigt (Einzelbelastung <i>surface load</i>)	47
4.5.2	Oberbau als Volumen (<i>surface load</i>).....	47
4.5.3	Oberbau als Trägerrost (<i>line load</i>).....	48
4.5.4	Vergleich der Ergebnisse und Beurteilung	49
5	Erweiterte numerische Untersuchung.....	53
5.1	Vergleich undrainierte - drainierte Bedingung und Konsolidierung.....	54
5.2	Schnittkräfte zufolge des Hebungsverfahrens	56
5.3	Gezielte Hebung der Geländeoberfläche	58
5.3.1	Phasen der Berechnung.....	58
5.3.2	Ergebnis	59
5.4	Gezielte Hebung der Pfähle A und B.....	61
5.4.1	Phasen der Berechnung.....	61
5.4.2	Ergebnis	61
5.5	Gezielte Hebung des Pfahls D.....	64
5.5.1	Phasen der Berechnung.....	64
5.5.2	Ergebnis	64
5.6	Gezielte Hebung des Pfahls D mit hoher Einzelbelastung	65
5.6.1	Phasen der Berechnung.....	66
5.6.2	Ergebnis	66
6	Numerische Untersuchung bei einem Bodenmodell mit weichem Ton.....	68
6.1	Schwimmende Pfahlgruppe.....	69

6.1.1	Modellierung	69
6.1.2	Ergebnis	69
6.2	Einbinden der Pfahlgruppe in eine weiche Tonschicht	71
6.2.1	Modellierung	71
6.2.2	Ergebnis	71
7	Rückrechnung der Injektionsmenge	74
8	Zusammenfassung und Ausblick	76
9	Literatur	78
10	Anhang	1
10.1	Feldversuch	1
10.1.1	Planunterlagen	1
10.1.2	Kernbohrung	4
10.1.3	Injektionsdaten	6
10.1.4	Messdaten der Pfahl- und Geländehebung	7
10.2	Ergebnisse Modell B_HSS undrainiert – Schnittkräfte	10
10.2.1	Schnittkräfte bei erreichter Zielhebung	10
10.2.2	Zusätzliche Schnittkräfte zufolge Hebung	11
10.3	Liste der Modelle und PLAXIS Dateien	13

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1	Darstellung unterschiedlicher Methoden zur Baugrundverbesserung	2
Abb. 2	Kompensation von Setzungen über zwei unterirdische Zugstationen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004).....	3
Abb. 3	Anordnung der Schächte und der daraus erstellten Bohrungen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004).....	4
Abb. 4	Differenzielle Setzungen verursacht durch Bodenschichten (a) und deren Ausgleich durch Drehen und Anheben (b); M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)	4
Abb. 5	Baustelleneinrichtung für Injektionsverfahren; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)	7
Abb. 6	Manschettenrohr im eingebauten vertikalen Zustand; S&P GmbH	8
Abb. 7	Grafische Darstellung einer Injektionsphase mit abfallendem Druck nach dem Entstehen von Rissen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004).....	9
Abb. 8	Entstehung von vertikalen Rissen in einem normal konsolidiertem Boden bei einer Erstverpressung; Keller Grundbau Ges.mbH.....	10
Abb. 9	Steifigkeitszunahme des konditionierten Bodens relativ zum originalen Boden; Falk (1998).....	11
Abb. 10	Entstehung horizontaler Risse bei Mehrfachverpressung in einem normal konsolidierten Boden abhängig von der Bodenverspannung; Keller Grundbau Ges.mbH	11
Abb. 11	Ausschnitt eines numerischen Modells mit konditioniertem Bereich, welcher Injektionselemente beinhaltet	14
Abb. 12	Spannungs- Dehnungslinie bei linear-elastischem Materialverhalten.....	16
Abb. 13	Spannungs- Dehnungslinie bei linear-elastisch, ideal-plastischem Materialverhalten	17
Abb. 14	Coulomb'sche Grenzbedingung und Mohr Spannungskreis im σ' - τ - Diagramm; 17	
Abb. 15	Mohr-Coulomb'sche Fließfläche	18
Abb. 16	Hyperbolische Beziehung zwischen Spannung und Dehnung im HS-Modell (Brinkgreve et al. 2013).....	20
Abb. 17	Fließflächen im HS-Modell für einen köhäsionslosen Boden.....	21
Abb. 18	Charakteristisches Verhalten von Steifigkeit-Dehnung eines Boden mit klassischem Dehnungsbereich von Labortests und Konstruktionen; Attkinson & Sallfors (1991)	22
Abb. 19	3D Übersicht des Feldversuchs; (Keller Grundbau GmbH)	23
Abb. 20	Verlauf der Pfahlhebung des gesamten Hebungsverfahrens	25

Abb. 21	Modellabmessungen mit Bodenschichten und Lage des globalen Koordinatensystems in PLAXIS	29
Abb. 22	(a) Definierte Volumskörper, (b) mit zugewiesenen Materialkennwerten der Pfähle, konditionierten Zone und Injektionselemente. (c) 12 Injektionselemente	31
Abb. 23	(a) Abschluss der konditionierten Zone unter den Pfählen und (b) Injektionselemente in der Ansicht	32
Abb. 24	Grundmodell mit Benennung der Pfähle A-F und Schnittebenen der Auswertung	32
Abb. 25	(a) Definierte Netzfeinheit und (b) daraus resultierendes Netz	33
Abb. 26	<i>Mesh quality</i> für die Werte 0.1 (a), 0.3 (b), 0.5 (c) und 0.75 (d) des Grundmodells	34
Abb. 27	<i>Mesh quality</i> für die Werte 0.3 (a), 0.5 (b) des sehr feinen Netzes	35
Abb. 28	Auswirkung der Netzfeinheit auf die Oberflächenhebung; XZ-Ebene Y=4,0 m	35
Abb. 29	Auswirkungen der Netzfeinheit auf die Oberflächenhebung; YZ-Ebene X=4,0 m	36
Abb. 30	Geländehebung bei erweiterten Modellgrenzen in der XZ-Ebene bei Y=0,0 m	38
Abb. 31	Geländehebung bei erweiterten Modellgrenzen in der YZ-Ebene bei X=4,0 m	38
Abb. 32	Vergleich des HS- und HSS-Modell in der XZ Ebene bei Y=4,0 m	39
Abb. 33	Vergleich des HS- und HSS-Modell in der YZ-Ebene bei X=4,0 m	39
Abb. 34	Verschiebungen u_z in der XZ-Ebene bei Y=0,0 m im HSS-Modell	40
Abb. 35	Verschiebungen u_z in der XZ-Ebene bei Y=0,0 m im HS-Modell	41
Abb. 36	(a) Verschiebungen u_z in der YZ-Ebene bei X=0,0 m, (b) X=4,0 m und (c) X=7,9 m im HSS Modell	41
Abb. 37	(a) Verschiebungen u_z in der YZ-Ebene bei X=0,0 m, (b) X=4,0 m und (c) X=7,9 m im HS Modell	42
Abb. 38	Vergleich des HS- und HSS-Modell Verschiebung u_z in der XZ-Ebene	42
Abb. 39	Vergleich der Hebung aus Simulation mit dem Messwert von Pfahl A, C und E	43
Abb. 40	Vergleich der Hebung aus Simulation mit dem Messwert von Pfahl B, D und F	44
Abb. 41	Vergleich der Geländehebung aus Simulation mit dem Messwert; XZ-Ebene Y=2,0 m	44
Abb. 42	Vergleich der Geländehebung aus Simulation mit dem Messwert XZ-Ebene Y=6,0 m	45

Abb. 43	Hebung bei konditionierter Zone mit 1,5-facher und 10-facher Steifigkeit des umliegenden Bodenmaterials; XZ-Ebene Y=0,0 m.....	46
Abb. 44	Hebung bei konditionierter Zone mit 1,5-facher und 10-facher Steifigkeit des umliegenden Bodenmaterials; XZ-Ebene Y=4,0 m.....	46
Abb. 45	<i>Surface load</i> bei vernachlässigter Oberbaustruktur	47
Abb. 46	Oberbau als Volumen mit <i>surface load</i>	48
Abb. 47	Oberbau als Trägerrost mit <i>line load</i>	48
Abb. 48	Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Pfahlhebung; XZ-Ebene Y=0,0 m	49
Abb. 49	Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Pfahlhebung; XZ-Ebene Y=4,0 m	50
Abb. 50	Pfahlhebung im Vergleich der Modellvarianten inklusive Messwert	50
Abb. 51	Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Geländehebung; XZ-Ebene Y=2,0 m	51
Abb. 52	Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Geländehebung; XZ-Ebene Y=6,0 m	51
Abb. 53	Modell B_HSS mit Beschreibung	54
Abb. 54	Hebung der Modelle „B_HSS“ und „B_HSS_drainiert“, XZ-Ebene bei Y=0,0 m	55
Abb. 55	Hebung der Modelle „B_HSS“ und „B_HSS_drainiert“, XZ-Ebene bei Y=4,0 m	55
Abb. 56	Lokale Koordinatensystem der Schnittkraftauswertung	56
Abb. 57	Normalkraft und Moment M_3 in den Pfählen B, D und F infolge des Hebungsverfahrens.....	57
Abb. 58	Schnittkräfte Q_{13} und M_2 in den Pfählen B, D und E infolge des Hebungsverfahrens.....	57
Abb. 59	(a) Variante eins: Geländehebung hinter der Pfahlgruppe (b) Variante zwei: Geländehebung zwischen und seitlich der Pfahlgruppe	58
Abb. 60	Variante eins: Geländehebung zwischen den Pfählen; XZ-Ebene bei Y=2,0 m	59
Abb. 61	Variante eins: Gelände- und Pfahlhebung; XZ-Ebene bei Y=0,0 m.....	59
Abb. 62	Variante zwei: Gelände- und Pfahlhebung; YZ-Ebene bei X=4,0 m	60
Abb. 63	Variante zwei: Gelände- und Pfahlhebung; XZ-Ebene bei Y=0,0 m	60
Abb. 64:	Gewählte Injektionselemente für gezielte Hebung von Pfahl A und B.....	61
Abb. 65	Gezielte Hebung von Pfahl A und B; XZ-Eben bei Y=0,0 m	62
Abb. 66	Gezielte Hebung von Pfahl A und B; YZ-Eben bei X=0,0 m	62
Abb. 67	Zusätzliche Normalkraft durch Hebung Pfahl A und B.....	63

Abb. 68	Zusätzliche Querkraft Q_{12} durch Hebung Pfahl A und B.....	63
Abb. 69	Zusätzliches Moment M_3 durch Hebung Pfahl A und B.....	63
Abb. 70	Injektionselement mit zusätzlicher volumetrischen Dehnung zur Hebung von Pfahl D	64
Abb. 71	Gezielte Hebung von Pfahl D; XZ-Ebene bei $Y=4,0$ m	65
Abb. 72	Gezielte Hebung von Pfahl D; XZ-Ebene bei $Y=2,0$ m	65
Abb. 73	Gezielte Hebung von Pfahl D unter zusätzlicher Einzellast; XZ-Ebene bei $Y=4,0$ m	66
Abb. 74	Gezielte Hebung von Pfahl D unter zusätzlicher Einzellast; YZ-Ebene bei $Y=4,0$ m	67
Abb. 75	Modell C_HSS_1 Ansicht XZ-Ebene.....	69
Abb. 76	Vergleich der Modelle bei erreichter Zielhebung; XZ-Ebene, $Y=0,0$ m	70
Abb. 77	Dreischichtiges Bodenmodell C_HSS_2.....	71
Abb. 78	Vergleich der Modelle C_HSS mit C_HSS_2; XZ-Ebene bei $Y=0,0$ m	72
Abb. 79	Vergleich der Modelle C_HSS mit C_HSS_2; XZ-Ebene bei $Y=4,0$ m	72
Abb. 80	Vergleich der C_HSS_1 mit C_HSS_2 bei gleichem $\epsilon_{vol,eff}$ Wert; XZ-Ebene bei $Y=4,0$ m.....	73
Abb. 81	Gesamte verpresste Menge [Liter/m ³] nach beendetem Hebungsverfahren	74
Abb. 82	Ergebnis der Kernbohrung – Teil 1/2	4
Abb. 83	Ergebnis der Kernbohrung – Teil 2/2	5
Abb. 84	Berechnete Injektionsmenge für Simulierten Zeitraum und vorgegebener Zielhebung	6
Abb. 85	Zeitlicher Verlauf der einzelnen Pfahlhebungen	7
Abb. 86	Zeitlicher Verlauf der Geländehebung der Messpunkte zwischen den Pfählen	8
Abb. 87	Zeitlicher Verlauf der Geländehebung der Messpunkte außerhalb der Pfählen	9

Tabellenverzeichnis

Tab. 1	Bodenkennwerte zur Projekteinschätzung (Falk 1998)	13
Tab. 2	Erstellte Modelle der Grunduntersuchung	26
Tab. 3	Materialeigenschaften des Grundmodells für Boden	28
Tab. 4	Materialeigenschaften des Grundmodells für Strukturen und modifizierte Volumen 28	
Tab. 5	Materialkennwerte der <i>beam</i> Elemente	29
Tab. 6	Erstellte Modelle der erweiterten Untersuchung	53
Tab. 7	Erstellte Modelle der Untersuchung mit weichem Ton	68
Tab. 8	Materialeigenschaften der weichen Tonschicht	68

Formelzeichen und Abkürzungen

Große Buchstaben

A	[m ²]	Querschnittsfläche
A_0	[m ²]	ursprüngliche verformungsfreie Querschnittsfläche
D	[m]	Durchmesser
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	Sekantenmodul bei 50% der max. Deviatorspannung aus dem Triaxialtest
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	Tangentenmodul aus dem Ödometerversuch
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	Ent- und Wiederbelastungsmodul
G	[kN/m ²]	Schubmodul
G_0^{ref}	[kN/m ²]	initialer Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen
I_i	[m ⁴]	Trägheitsmoment um Achse i
K_0^{nc}	[-]	K_0 – Wert für Normalkonsolidierung
k_i	[m/Tag]	Durchlässigkeit in Richtung i
L	[m]	Länge
R_f	[-]	Bruchquotient

Kleine Buchstaben

c	[kN/m ²]	Kohäsion
m	[-]	Potenzzahl zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit
p^{ref}	[kN/m ²]	Referenzspannung
p_{excess}	[kN/m ²]	Porenwasserüberdruck (negativ = Druck)
q_a	[kN/m ²]	asymptotische Deviatorspannung
q_f	[kN/m ²]	maximale Deviatorspannung
t	[m]	Tiefe
u_z	[mm]	totale vertikale Setzungen

Griechische Buchstaben

α	[°]	Ausbreitwinkel des Düsenstrahls
δ	[°]	Neigungswinkel der Bohrung gegen die Horizontale
γ	[N/m ³]	Wichte
γ_{sat}	[N/m ³]	Wichte des gesättigten Bodens

γ_{unsat}	[N/m ³]	Wichte des ungesättigten Bodens
$\gamma_{0,7}$	[N/m ³]	Scherdehnung, bei welcher G auf 70% von G ₀ reduziert ist
ε	[-]	Dehnung
ε^e	[-]	elastische Dehnung
ε^p	[-]	plastische Dehnung
ε_{vol}	[%]	volumetrische Dehnung
$\varepsilon_{\text{vol,eff}}$	[%]	effektive volumetrische Dehnung
ν	[-]	Poissonzahl
ν_{ur}	[-]	Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung
σ	[kN/m ²]	Spannung
φ	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Abkürzungen

FEM	Finite Elemente Methode
GW	Grundwasser

1 Einleitung

1.1 Allgemein

Baustellen in dicht bebauten Gebieten können Gebäude negativ beeinflussen. Um Schäden zu verhindern bzw. zu verringern wurden dafür speziell geeignete Bauverfahren entwickelt. Eines davon ist das Kompensieren der Setzung durch ausgleichende Hebungsinjektionen. Dabei werden Bohrungen hergestellt, in welchen abschnittsweise mittels Manschettenrohren eine Zementsuspension injiziert werden kann. Durch Vorbehandlung und anschließende Einfach- oder Mehrfachverpressung kann eine Hebung bzw. Kompensation der Setzung erzielt werden. Dieses Verfahren wird seit Jahrzehnten erfolgreich angewendet. Die Mehrzahl der Hebungsinjektionen erfolgt bei Flachgründungen. Es gibt wenige Fälle, in denen dieses Verfahren auf Tiefgründungen aus Pfählen angewandt wird. Durch In-Situ Versuche und neue Erkenntnisse in der Forschung können diese Verfahren verbessert und neue Anwendungsgebiete erschlossen werden.

1.2 Zielsetzung

Informationen, welche bisher zum Großteil durch Versuche in voller Größe gewonnen wurden, sollen verwendet werden um zukünftig die Simulation von Hebungsverfahren realitätsnäher zu ermöglichen.

In dieser Arbeit wird ein Feldversuch nachgebildet, bei welchem die Hebung einer Pfahlgruppe durch Injektionen in einem dreischichtigen Injektionsschirm erfolgte. Das Modell soll aufzeigen, wie weit ein vergleichbares Verhalten des Feldversuchs simuliert werden kann. Dabei liegt der Schwerpunkt darauf, die erzielten Hebungen der einzelnen Pfähle und das Gruppenverhalten qualitativ darzustellen. Eine Aussage über den Einfluss aus den Grundannahmen der Modellierung soll getroffen werden, sowie die Interaktion von Verschiebungen des Bodens und Bauwerk.

Erweitert soll betrachtet werden, ob eine gezielte Einzelpfahlhebung möglich ist und wie sich diese auf die Pfahlgruppe auswirkt. Weiters, welchen Einfluss eine erhöhte Einzelbelastung eines Pfahls hat. Das Verhalten unter geänderter Bedingung für Boden und Pfahllänge wurde ebenso untersucht.

Die Modellierung wurde mit der Software PLAXIS 3D 2013.01 durchgeführt. Die Auswertung erfolgte mit PLAXIS 3D Output und für die erweiterte Schnittkraftauswertung mit PLAXIS 3D Output AE.

2 Theoretische Grundlagen

In diesem Abschnitt wird das Verfahren der Hebungsinjektionen erläutert. Aufbauend auf der Durchführung des Verfahrens, wird die mögliche Modellierung zur numerischen Untersuchung mit der FEM beschrieben.

2.1 Hebungsinjektionen

Um den Baugrund für eine geplante Konstruktion vorzubereiten ist es häufig notwendig, die Tragfähigkeit des Bodens sowie dessen Steifigkeit zu erhöhen. Dadurch werden eine geringe Verformung und die Gebrauchstauglichkeit für das errichtete Bauwerk erhalten. Die Methoden der Baugrundverbesserung unterscheiden sich in ihrer Anwendung, abgesehen von deren technischer Eignung, auch in deren zeitlicher Durchführung. So können Maßnahmen unterschieden werden, welche vor, während oder nach der Errichtungsphase eines Bauwerkes zur Anwendung kommen. Eine genaue Trennung hinsichtlich der Methode ist nicht möglich, da viele Methoden ähnlich sind und unterschiedliche Methoden zur Lösung einer Aufgabe verwendet werden können. Die in dieser Arbeit beschriebene Hebungsinjektion kann sowohl vor, während und auch nach der Bauausführung des beeinflussenden Bauvorhabens eingesetzt werden. Eine detailliertere Beschreibung dazu ist dem Kapitel 2.1.1 zu entnehmen. Die Auswirkungen der unterschiedlichen Maßnahmen können dauerhaft sein oder zeitlich beschränkt wirken, wie etwa eine Bodenvereisung.

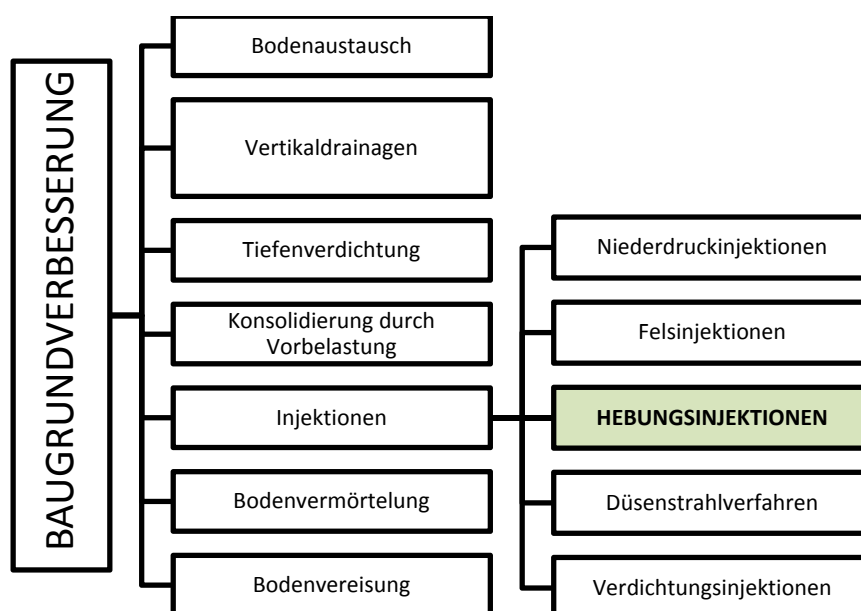


Abb. 1 Darstellung unterschiedlicher Methoden zur Baugrundverbesserung

Die Methode der Hebungsinjektion umfasst Variationen von Injektions- und Einpressverfahren. Injektionsverfahren können in drei Hauptphasen wie folgt eingeteilt werden. Die erste Phase beinhaltet die Konditionierung des Bodens, bei der durch Einbringen von Injektionsmaterial die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Bodens verbessert wird. Anschließend in Phase zwei ist es durch weiteres Injizieren möglich, ein hydraulisches Aufreißen (*fracturing*) des Bodens zu erreichen. Dabei werden die entstandenen Risse mit Suspension aufgefüllt, wobei es zu einer Hebung kommt. Phase drei besteht aus der weiteren Beobachtung, um das Langzeitverhalten beurteilen zu können und um mögliche weitere Setzungen zu verringern.

2.1.1 Zweck und Anwendungsbeispiele

Die Ausführung von Hebungsinjektionen dient der Stabilisierung von Bauwerken. Eine Notwendigkeit ergibt sich durch den Bau neuer Strukturen unter diesen, oder da auf ungeeigneten Boden gegründet wurde. Die betroffenen Bauwerke können als gesamtes angehoben werden, um gleichmäßige Setzungen zu kompensieren. Bei differenziellen Setzungen kann ein asymmetrisches Anheben des Bauwerks erfolgen, um die Ausgangsposition wieder herzustellen.

Die folgenden Beispiele und weitere sind ausführlich in der Literatur „*Ground Improvement*“ von Moseley (2004) enthalten. Um eine Kompensation bzw. Hebung zu erzielen, ist es notwendig, den Baugrund im Vorhinein zu verbessern. Bei oberflächennahen Tunnel, welche unter bestehenden Bauwerken geführt werden, wird dies angewendet. In diesem Fall spricht man von Kompensationsinjektionen. Wie in Abb. 2 beispielhaft zu sehen ist, befinden sich die setzungsempfindlichen Gebäude nur ca. 20 m über den Tunnelnfirsten.

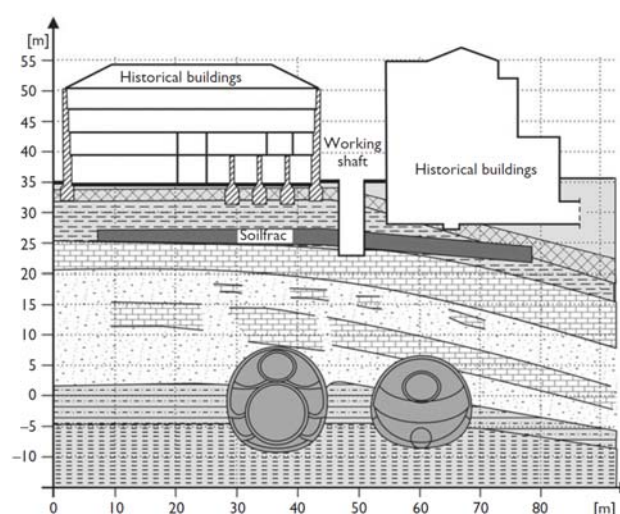


Abb. 2 Kompensation von Setzungen über zwei unterirdische Zugstationen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)

Der Bereich, in welchem die Bodenverbesserung und Kompensationsinjektionen durchgeführt werden, befindet sich nahe den Gebäudefundamenten. Dieser wird über die in Abb. 3 abgebildeten Bohrungen aus Schächten mittels Manschettenrohren hergestellt.

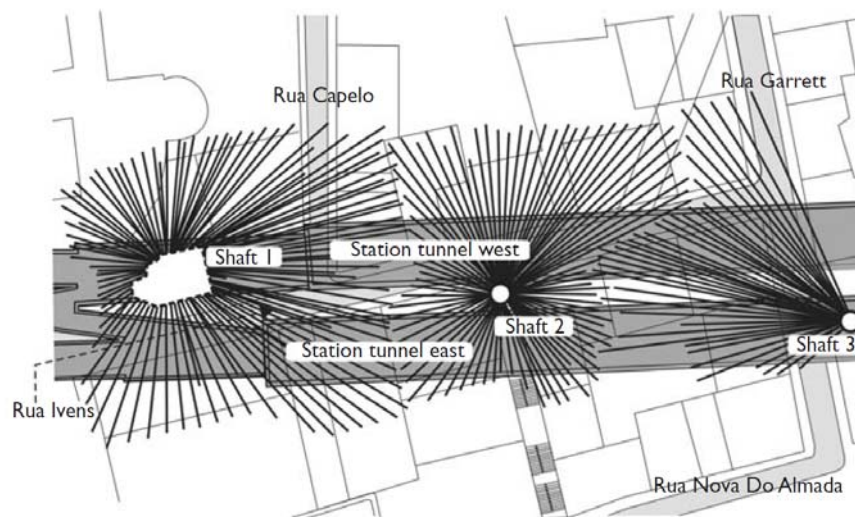


Abb. 3 Anordnung der Schächte und der daraus erstellten Bohrungen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)

Bei einem Gebäude können ungleiche Setzungen als Folge unvorhersehbarer inhomogener Bodenverhältnisse des Baugrundes auftreten. Mittels Hebungsinjektionen kann ein einseitiges Anheben und damit die ursprüngliche Position erreicht werden (siehe Abb. 4).

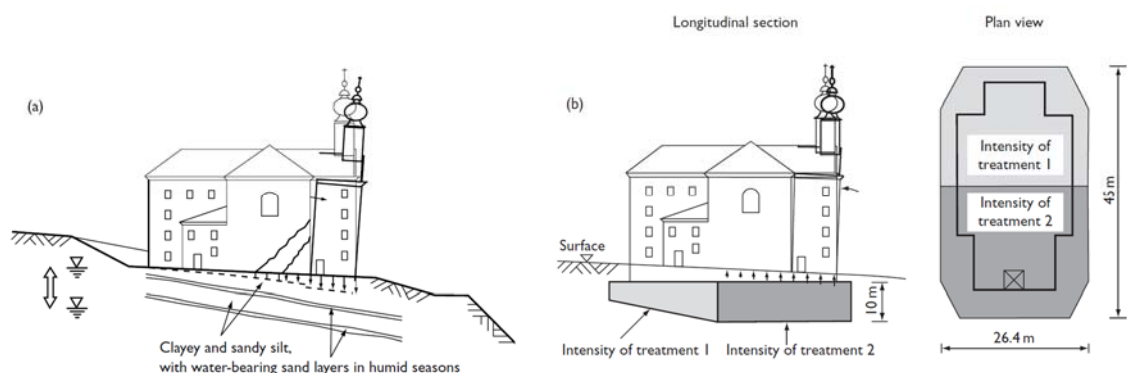


Abb. 4 Differenzielle Setzungen verursacht durch Bodenschichten (a) und deren Ausgleich durch Drehen und Anheben (b); M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)

Die Durchführbarkeit und Parameter des Verfahrens sind vom Boden abhängig. Anwendungsgrenzen bilden sich aus der technischen Umsetzung auf der einen und der Wirtschaftlichkeit auf der anderen Seite. Da beim Hebungsverfahren die Suspension den Randbedingungen und dem Boden weitestgehend angepasst werden kann, gibt es nahezu keine Einschränkung. Das Verfahren ist in Böden von Ton bis Kies einsetzbar. Erst bei dem Korngrößenübergang von Kies zu Stein ist das Verfahren, aufgrund der zunehmenden Porenräume und dem damit zusammenhängendem Materialverbrauch, nicht mehr wirtschaftlich (Keller Grundbau GmbH 2015).

Zusammenfassend können folgende bodenverbessernde Ziele erreicht werden:

- Stabilisierung von Setzungen oder Bodenbewegungen
- Anhebung von gesamten Gebäuden
- Asymmetrische Anhebung von Gebäuden und Ausgleichen von Setzungen
- Aktiver Setzungsausgleich während Bauarbeiten
- Vorhebung entgegen der erwarteten Setzung
- Veränderung der Durchlässigkeit
- Homogenisierung des Bodens (Veränderung der Spannungsverhältnisse)

2.1.2 Verfahren und erforderliche Geräte

Nachfolgend werden die erforderlichen Geräte und Abläufe für eine Hebung beschrieben. Dabei wurde in vorbereitende Maßnahmen, die Bauausführung selbst und nachfolgende Maßnahmen unterschieden.

2.1.2.1 Monitoring zur Überwachung und Prüfung

Eine der wichtigsten Grundlagen bei Hebungsverfahren ist das Monitoring. Es wird vorab installiert und misst auftretende Verformungen. Das Monitoring des Injektionsverfahrens geschieht gesondert. Alle auftretenden Verformungen müssen gemessen werden, da diese ausschlaggebend für den Injektionsprozess sind. Um die Zuordnung von Verformungen einzelner Injektionsphasen zu ermöglichen, ist eine entsprechende Dichte der Messpunkte zu wählen. Dies geschieht meist über ein elektronisches Schlauchwaagensystem, Neigungsmesser, Inklinometer (horizontal und vertikal) und geodätische Vermessung vermarkter Punkte mittels automatisierter Totalstationen. Zusätzlich können Druckmessdosen und Extensometer erforderlich sein, sowie das Messen des Grundwasserspiegels, sofern dieser vorhanden ist (Witt 2008). Zu jeder Injektionsphase des Injektionsprozesses sind ebenfalls die Daten im zeitlichen Verlauf zu erfassen. Aus der Interaktion des Verfahrens und des Verhaltens des Bauwerkes können somit aus den Messdaten wertvolle Rückschlüsse gezogen werden und Parameter während des Prozesses angepasst werden. Dies betrifft z.B. Injektionsdruck, Injektionsabschnitt, Injektionsmaterial, Pumprate und Dauer der Injektion.

Alle erfassten Daten aus dem Monitoring der Verformungen und die Daten aus der Injektionssteuerung werden zusammengeführt. Eine Betrachtung aller Daten ermöglicht eine kontrollierte Steuerung des Verfahrens. Es ist auch möglich das gesamte Verfahren computergesteuert durchzuführen, wobei der Durchfluss des Injektionsmaterials und der Druck der einzelnen Injektionsphasen automatisch geregelt werden. Bei Über- oder Unterschreiten eines vorgegebenen Grenzdrucks, oder bei Erreichen des Injektionsvolumens stoppt der Injektionsvorgang automatisch. Die Messdaten geben somit nicht nur Information über das Erreichen der gewünschten Hebung, sondern steuern auch die einzelnen Injektionsphasen. In Abb. 5 ist die notwendige Baustelleneinrichtung und der Datenfluss der Messdaten abgebildet.

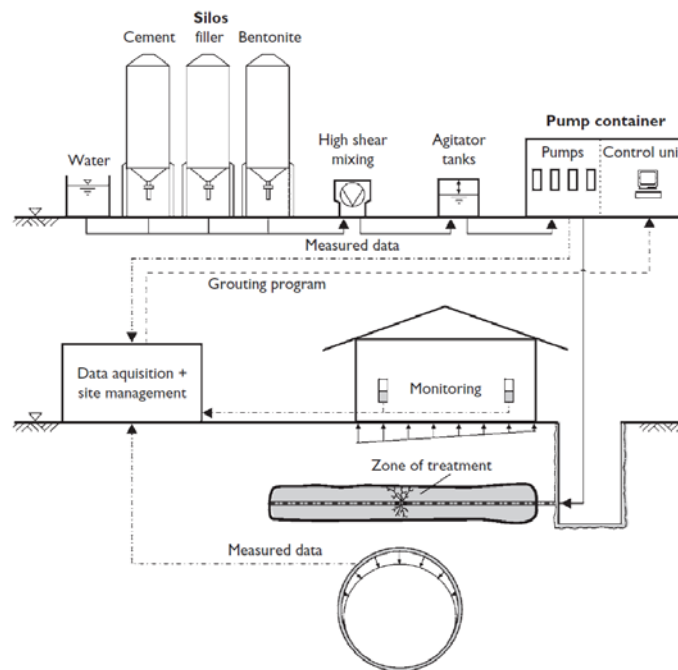


Abb. 5 Baustelleneinrichtung für Injektionsverfahren; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)

Da die Messdaten nicht nur zur Kontrolle sondern auch der Steuerung dienen, sind diese konstant zu messen. Die Regulierung der Injektionen und die daraus erhaltenen Messdaten erfolgen in Echtzeit. Hierzu ist es erforderlich, das Intervall der Ablesung von Messdaten vor Beginn der Arbeiten festzulegen. Nicht nur die Ablesung und Speicherung der Daten ist vorab zu klären, sondern auch die weitere Verarbeitung, da die große Datenmenge nur sinnvoll in Diagrammen abgebildet zur Entscheidungsfindung beitragen kann.

Neben der gesamten Monitoringeinrichtung werden auch spezielle Geräte zur Verpressung benötigt. Ebenso gehören ein Wassertank und Silos für je Zement, Füllmittel und Bentonit, welche die Ausgangsstoffe des Injektionsmittels bilden, dazu. In einem Mischer wird die Suspension zubereitet und dann in einem Behälter zwischengelagert. Ein Rührwerk stellt sicher, dass die Durchmischung erhalten bleibt. Pumpen befördern die Suspension über Hochdruckschläuche bis in das Manschettenrohr, wo die tatsächliche Verpressung erfolgt (Boley 2012).

2.1.2.2 Bohrungen und Einbau des Manschettenrohrs

Nach der Erstellung der notwendigen Schächte, Baugruben, Kellerzugänge, Bohrplattformen etc. ist es möglich, mit dem Bohrgerät die erforderlichen Bohrlöcher herzustellen. Diese werden an dem zuvor festgelegten Raster ausgerichtet. Eine Bohrgenauigkeit von 1% ist üblich und kann ausgeführt werden. Es handelt sich je nach

Boden um verrohrte Bohrungen, Spülbohrungen oder gerammtes Einbringen. Nach dem Einbau eines Manschettenrohres muss ein vorhandener Ringraum sichergestellt werden um einen fehlerfreien Verfahrensablauf zu ermöglichen. Das Manschettenrohr besitzt einzelne Ventilstufen, welche einen vordefinierten Abstand meist von 0,25 bis 3,00 m besitzen. Durch diese wird mittels Doppelpacker einzeln injiziert (siehe Abb. 6). Dieser Injektionsvorgang kann pro Ventil mehrmals wiederholt werden. Das Manschettenrohr ist daher entsprechend zu wählen und auch dem auftretenden Injektionsdruck von bis zu über 100 bar anzupassen (Boley 2012). Der Durchmesser dieser Rohre beträgt zwischen 1 und 4 Zoll. Der Ringraum wird mittels einer Mantelmischung verfüllt, welche verhindert, dass die injizierte Suspension entlang der Bohrlochwand austreten kann. Die Festigkeit der Mantelmischung ist dem Boden und geplanten Injektionsdruck angepasst, um ein Öffnen des Ventils durch Aufreißen der Mantelmischung sicherzustellen. So tritt die injizierte Suspension an gewünschter Stelle im Erdreich aus. Eine Verbindung der Ventile außerhalb des Rohres wird durch die Funktion der Mantelmischung als Sperrmittel ebenfalls verhindert. Die Auswirkungen der Manschettenrohrausbildung sind so gering wie möglich zu halten, da diese bereits zu Setzungen führen können.

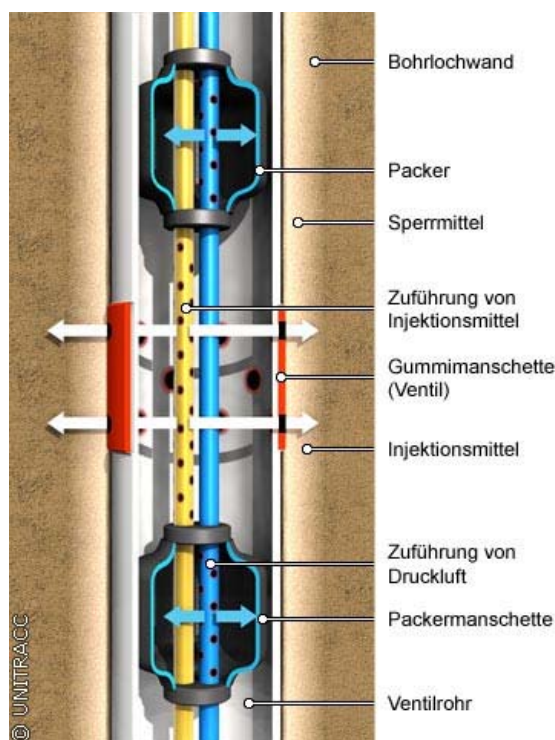


Abb. 6 Manschettenrohr im eingebauten vertikalen Zustand; S&P GmbH

2.1.2.3 Vorbehandeln des Bodens und Erstverpressung

Die einzelnen Ventile werden in einem räumlichen Abstand von mindestens 2,0 m erstverpresst. Dies geschieht nach festgelegter Injektionsmenge je Ventil und einer bestimmten Pumprate. Über das installierte System wird, mittels dafür geeigneter Pumpe, die Suspension mit entsprechendem Druck zu den Ventilen befördert. Ein Doppel-Packer wird mit Luft oder Wasser geöffnet und dichtet so das Rohr vor und hinter dem Ventil an der aktuellen Position ab. Durch das Abdichten des Ventilbereichs kann Druck aufgebaut werden. Nach Entweichen der Suspension aus dem Ventil steigt der Druck, bis es zu Rissen in der Mantelmischung kommt. Ab diesem Zeitpunkt kommt es auch zu Rissen (*fracs*) im Boden, welche mit der Suspension aufgefüllt werden. Dieser Vorgang ist an den Messdaten erkennbar, da es bei einer Rissbildung, wie in Abb. 7 dargestellt, zu einem Druckabfall kommt. Reguliert wird der Injektionsvorgang üblicherweise durch die Injektionsdauer und die konstante Pumprate. (Vgl. Moseley 2004)

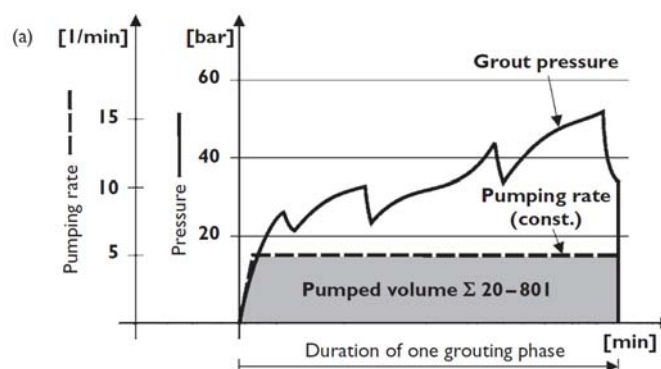


Abb. 7 Grafische Darstellung einer Injektionsphase mit abfallendem Druck nach dem Entstehen von Rissen; M.P. Moseley und K. Kirsch (2004)

Die Risse im Boden bilden sich normal zur Richtung der kleinsten Hauptspannung. In einem normal konsolidierten Boden mit horizontaler Oberfläche entstehen die Risse somit senkrecht (siehe Abb. 8). Dadurch kommt es zu einer allseitigen horizontalen Bodenverspannung um das Injektionsrohr. Dieser Vorgang kann so lange wiederholt werden bis die kleinste Hauptspannung in vertikaler Richtung wirkt (Kolymbas 2011). Es ist so möglich, mit den Folgeinjektionen eine horizontale Rissbildung zu erzielen, welche die gewünschte vertikale Verschiebung des darüber liegenden Bodens und vorhandener Baukörper bewirkt.

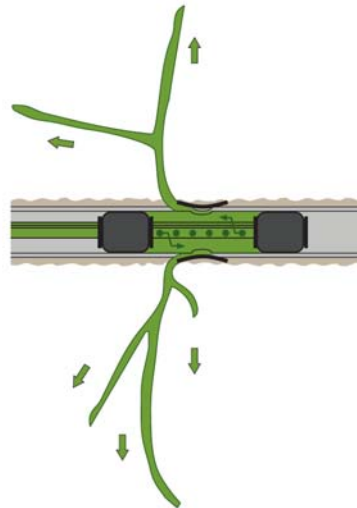


Abb. 8 Entstehung von vertikalen Rissen in einem normal konsolidiertem Boden bei einer Erstverpressung; Keller Grundbau Ges.mbH

In dieser Phase der Konditionierung des Bodens kommt es zu einer Verbesserung der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Verringerung der Durchlässigkeit durch:

- Teilweise Verfüllung von Porenräumen
- Erhärtung der Zementsuspension in den entstandenen Rissen
- Verdichtung des umliegenden Bodens
- Änderung der Konsistenz bei kohäsiven Böden

Bei einem Einsatz von mehreren Pumpen können unterschiedliche Bohrungen synchron injiziert werden. Dies bringt eine Zeitersparnis mit sich, die sich unter Umständen auf die Wirtschaftlichkeit auswirkt. Um nachfolgende Injektionen zu ermöglichen, wird das Ventilrohr nach abgeschlossener Injektionsphase gereinigt.

Anhand der Behandlungsintensität kann aus Erfahrungswerten ein Verbesserungsfaktor der Bodensteifigkeit abgeschätzt werden. Hierzu kann die Angabe nach Falk (1998) in Abb. 9 verwendet werden.

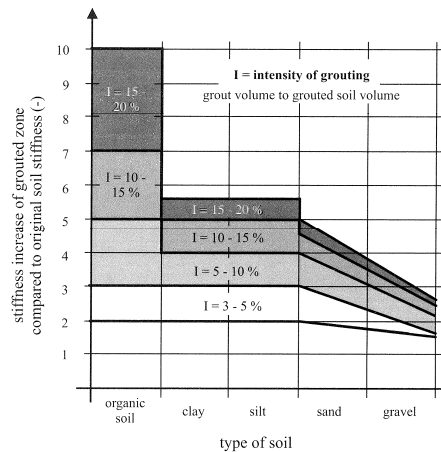


Abb. 9 Steifigkeitszunahme des konditionierten Bodens relativ zum originalen Boden; Falk (1998)

2.1.2.4 Hebung durch Mehrfachverpressung

Sobald eine Hebung an der Geländeoberfläche oder Bauwerken gemessen wird, ist die Konditionierung des Bodens abgeschlossen. Somit ist sichergestellt, dass eine kraftschlüssige Verbindung hergestellt wurde und ab diesem Zeitpunkt die Hebung direkt über den Verpressvorgang in Echtzeit gesteuert werden kann. Der gewünschte Effekt der Hebung kann erzielt werden, wenn die Erhärtungspausen zwischen den Mehrfachverpressungen berücksichtigt werden. Wie Abb. 10 zeigt, bilden sich bei normal konsolidierten Böden, mit ansteigender Verspannung des Bodens, die Risse zunehmend horizontal aus. In Abstimmung mit den Messdaten erfolgt ein kontrollierter Verpressvorgang und gewünschte Setzungs- oder Neigungskorrekturen können durchgeführt werden.

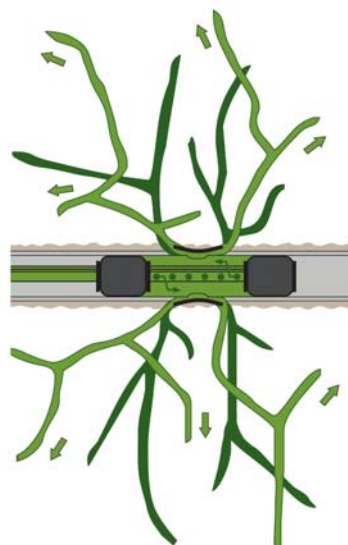


Abb. 10 Entstehung horizontaler Risse bei Mehrfachverpressung in einem normal konsolidierten Boden abhängig von der Bodenverspannung; Keller Grundbau Ges.mbH

2.1.2.5 Überwachung

Um eine Hebung detailgesteuert durchführen zu können, ist aufgrund der vielen Messpunkte, der großen Anzahl an Verpressvorgängen und dauerhafter Datenaufzeichnung der Messwerte, die Überwachung verglichen mit anderen Bauverfahren relativ aufwendig. Vorab werden Grenzwerte in Risikostufen für die Verformungen festgelegt. Werden diese erreicht, schlägt ein Frühwarnsystem Alarm. So wird sichergestellt, dass die rechtzeitige Einleitung von Maßnahmen möglich ist, um Schäden zu verhindern und falls notwendig, auslösende Baumaßnahmen eingestellt werden können.

2.1.3 Bemessung und Entwurf

Eine Bemessung und deren Genauigkeit ist von den vorhandenen Datengrundlagen abhängig. Diese sind meist zu Beginn eines Projektes nicht ausreichend vorhanden und ermöglichen nur eine grobe Abschätzung. Hinzu kommt, dass das Verfahren durch Auftreten unbekannter Faktoren, wie z.B. Inhomogenität im Boden, zusätzliche Unsicherheiten mit sich bringt. Meist erfolgt die erste Abschätzung basierend auf Erfahrung aus bereits durchgeführten Projekten.

Eine unterteilte Betrachtung des Gesamtsystems in Boden, Bauwerk und Last erweist sich als sinnvoll. Um eine Abgrenzung der Injektionen zu schaffen, wird der Boden, in welchem sich alle auftretenden Einflüsse befinden, geometrisch definiert. Eine ausführliche Untersuchung zur Injektionsgeometrie wurde von Falk (1998) durchgeführt. Mit jedem Verpressvorgang erfolgt eine Einbringung der Suspension und eine Komprimierung des Bodens. Während des Verfahrens ändern sich dadurch ständig die Bodenparameter im behandelten Bereich.

Tab. 1 Bodenkennwerte zur Projekteinschätzung (Falk 1998)

Bodenkennwert	Symbol	Einheit	Erfordernis
Kornverteilung	-	mm	
Ungleichförmigkeitszahl	C_u	-	
Krümmungszahl	C_k	-	unerlässlich
Wassergehalt	w	-	
Porenanteil	n	-	
Porenzahl	e	-	
Konsistenzzahl	I_c	-	
Lagerungsdichte	D	-	
Liquiditätszahl	I_L	-	
Durchlässigkeit	k	m/s	
Elastizitätsmodul	E	kN/m ²	
Scherparameter	$\varphi; \psi$	°, kN/m ²	wünschenswert
Undrainierte Scherfestigkeit	C_u	kN/m ²	

Bauwerke sind bezüglich ihrer Fundierung, der damit verbundenen Geometrie und Steifigkeit zu erfassen. Die Art der Fundierung, wie Platten-, Einzel-, Streifen-, Tiefgründung und ihre Tiefe geben Auskunft über das Gesamttrag- und Steifigkeitsverhalten. Das Ersatzbalkenverfahren bietet eine Idealisierung und ermöglicht die Ableitung von Bauwerksschäden aufgrund von zu erwartenden Verformungen. Eine Grenzwertbetrachtung des Steifigkeitsverhaltens ist aufgrund der Komplexität angebracht.

Die Lastverteilung durch die Gründung in den Boden spielt eine wichtige Rolle. Da Hebungsinjektionen zusätzliche Spannungen erzeugen, kommt es zu einer Wechselwirkung von Lastabtragung und Verformung über die Gründungsfläche. Differenzielle Hebungen wirken sich auf die Konstruktion aus und erzeugen eine Veränderung in der Lastabtragung bzw. der auftretenden Kräfte im Bauwerk. Diese speziellen Belastungen können dazu führen, dass ein Bauwerk eine konstruktive Verstärkung benötigt, um Schäden durch das Hebungsverfahren zu vermeiden.

2.2 Numerische Modellierung einer Hebungsinjektion

Das aufwendige Hebungsverfahren mit Injektionsphasen und Mehrfachverpressung kann mit Computersimulationen nur vereinfacht abgebildet werden. Eine Modellierung der unzähligen kleinen Risse, deren Orientierung und Gruppenwirkung des Zementskeletts, erfolgt durch einen Volumskörper mit verbesserten Materialeigenschaften. So wird das Gesamtverhalten vereinfacht abgebildet. Die auftretende Volumenzunahme im Boden als Folge der Injektion, kann durch eine aufgebraute Dehnung oder Spannung simuliert werden. In Folge wird nur auf die

Modellierung basierend auf Dehnungen eingegangen, welche in dieser Arbeit angewandt wurde.

Der unbehandelte Boden wird mit höherwertigen Stoffgesetzen abgebildet. So wird hierfür das *Hardening Soil* bzw. *Hardening Soil* mit *Small Strain Stiffness* Modell angewendet. Diese Modelle beinhalten eine spannungsabhängige Steifigkeitszunahme.

Wie bereits beim Entwurf der Durchführung eine geometrische Einteilung des Bodens erfolgte, geschieht dies auch im Modell. Hierbei werden neben den unbehandelten Bodenschichten, zwei Elementbereiche unterschieden. Diese sind der konditionierte Boden und die Injektionselemente, welche in den folgenden Kapiteln näher beschrieben werden (siehe Abb. 11).

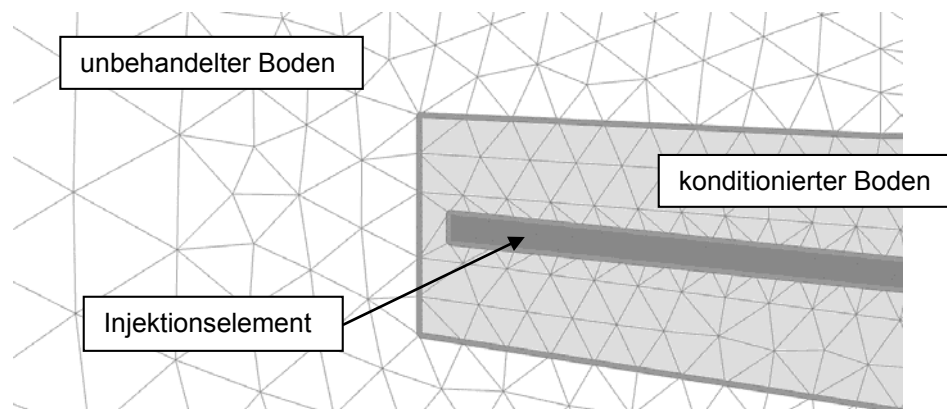


Abb. 11 Ausschnitt eines numerischen Modells mit konditioniertem Bereich, welcher Injektionselemente beinhaltet

2.2.1 Konditionierter Boden

Die konditionierte Zone bildet die Bodenverbesserung aus den vorbereitenden Maßnahmen mit dem erhärteten Injektionsmaterial ab. Durch sie kann die Steifigkeitszunahme simuliert werden. Die geometrische Größe der Zone ist gegeben durch die Reichweite der Injektionsmaßnahmen und dem dadurch beeinflussten Boden. Die Reichweite ist von Faktoren wie Bodenmaterial, Spannungszustand und Suspensionsmaterial abhängig. Aus Versuchen und ausgeführten Projekten gewonnene Erfahrungswerte werden zur Annahme der Größe verwendet. Die Steifigkeitszunahme wird in der konditionierten Zone mit einer Verbesserung des Materialkennwertes um das zwei bis fünf fache simuliert. Diese Werte sind aus Versuchen gewonnen worden (Falk 1998). Eine Angabe der Verbesserungsfaktoren ist in Abschnitt 2.1.2 gegeben. Eine Modellierung erfolgt üblicherweise mit dem linear-elastisch, perfekt-plastischen Mohr-Coulomb'schen Modellgesetz. Da die Herstellungsphasen der Bodenverbesserung nicht

simuliert werden, wird die konditionierte Zone durch Materialaustausch in einer Phase modelliert.

2.2.2 Injektionselemente

Den zweiten Elementbereich bilden Injektionselemente, welche durch Volumen innerhalb dieser konditionierten Zone modelliert werden. Diese werden mit einer volumetrischen Dehnung beaufschlagt, um eine Hebung zu erzielen. Auf ein gewähltes Volumen V_0 wird eine volumetrische Dehnung aufgebracht und ergibt eine Volumenzunahme ΔV_0 . Die volumetrische Dehnung kann separat entlang der drei Hauptachsen, oder symmetrisch mittels ε_{vol} für ein Element angegeben werden. Durch die Anwendung einer Dehnung entlang einer bestimmten Achse kann die Orientierung der Risse und deren Wirkung simuliert werden. In dieser Arbeit war dies nicht notwendig und eine symmetrische Volumsvergrößerung kam zur Anwendung. Die geometrische Größe dieser Volumina ist sowohl davon, wie fein die Simulationsvorgänge im Modell abgebildet werden sollen, als auch vom Abstand der Ventile abhängig.

$$\Delta V_0 = \varepsilon_{vol} \cdot V_0 \quad (1)$$

Die volumetrische Dehnung und somit Volumsvergrößerung stellt eine gute Verknüpfung zur realen Ausführung über die injizierte Suspensionsmenge dar. Die Injektionselemente werden im linear-elastischen Modell abgebildet. Die vorgegebene Volumenzunahme wird über Dehnungen erzielt und kann nur im unbehinderten Zustand voll aufgebracht werden. Da das Injektionselement von den umgebenden Bodenbereichen und Spannungen beeinflusst wird, ist die effektiv erzielte volumetrische Dehnung $\varepsilon_{vol,eff}$ geringer als die aufgebrachte volumetrische Dehnung ε_{vol} .

2.3 Stoffgesetze

Um die physikalischen Eigenschaften von Materialien numerisch verarbeiten zu können, werden Stoffgesetze benötigt. Diese beschreiben das mechanische Verhalten des Materials. Abhängig vom Stoffgesetz sind unterschiedliche Kennwerte erforderlich. Im Folgenden werden jene Stoffgesetze beschrieben, welche für die Simulationen dieser Arbeit verwendet wurden. Eine genauere Beschreibung ist in der Literatur von Brinkgreve et al. (2013) enthalten. Es wird in dieser Arbeit grundsätzlich von isotropen Materialverhalten ausgegangen.

2.3.1 Linear-elastisches Modell (LE)

Das linear-elastische Verhalten basiert auf dem Hook'schen Gesetz und wird angewandt, wo sich die einwirkende Belastung proportional zur Verformung verhält. Es verhält sich ideal d.h. sowohl bei Be- als auch Entlastung gleich und alle Verformungen sind reversibel (siehe Abb. 12). Als Eingabeparameter sind der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν erforderlich. Der Zusammenhang ergibt sich in eindimensionaler Betrachtung wie folgt.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (2)$$

$$\sigma = \frac{F}{A_0} \quad (3)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4)$$

Die Dehnung ergibt aus der Längenänderung Δl bezogen auf die Ausgangslänge l_0 . Das Modell beinhaltet kein Bruchverhalten, deshalb kann unendliche Festigkeit abgebildet werden. Die Volums- und Gestaltänderung sind nicht miteinander gekoppelt. Das linear-elastische Modell wird bei steifen Strukturen innerhalb des Bodens, wie einem Fundament oder Fels, angewandt. Für die Simulation von Boden ist es aufgrund seiner Vereinfachung nicht geeignet.

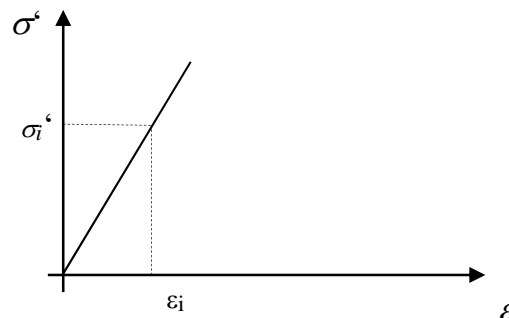


Abb. 12 Spannungs- Dehnungslinie bei linear-elastischem Materialverhalten

2.3.2 Mohr-Coulomb Modell (MC)

Das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz beschreibt ein linear-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten. Im Bereich des elastischen Verhaltens sind Verformungen ε^e reversibel. Bei weiterer Beanspruchung tritt plastisches Verhalten ein. In diesem können irreversible Verformungen ε^p , wie in Abb. 13 dargestellt, abgebildet werden.

Die Gesamtverformung ergibt sich zu:

$$\varepsilon = \varepsilon^p + \varepsilon^e \quad (5)$$

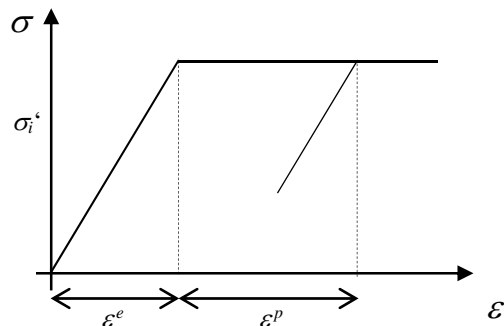


Abb. 13 Spannungs- Dehnungslinie bei linear-elastisch, ideal-plastischem Materialverhalten

Es sind fünf Eingabeparameter erforderlichen. Der Elastizitätsmodul E sowie die Querdehnungszahl ν beschreiben das elastische, der Reibungswinkel φ , die Kohäsion c , und der Dilatanzwinkel ψ das plastische Materialverhalten. Die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb, in der plastisches Verhalten auftritt, wird durch eine Gerade angenähert und ausgedrückt durch:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (6)$$

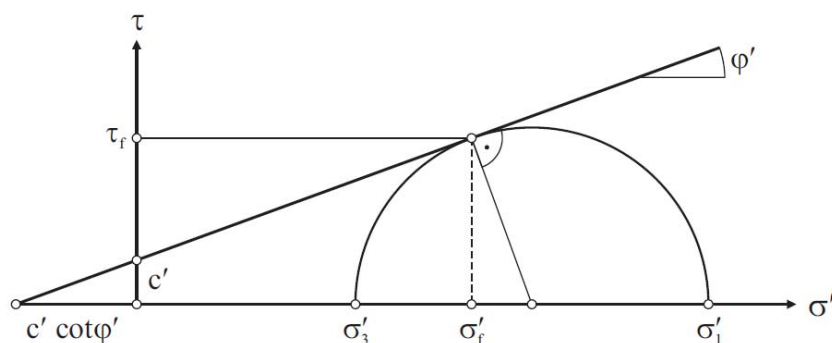


Abb. 14 Coulomb'sche Grenzbedingung und Mohr Spannungskreis im $\sigma' - \tau$ - Diagramm;

Die Grenzbedingung kann in unterschiedlichen Diagrammen dargestellt werden. Werden triaxiale Spannungszustände betrachtet, ist die Darstellung im s - t - Diagramm oder im p - q -Diagramm möglich. Hierbei definieren p und q die invarianten Spannungen. In dem in Abb. 14 dargestellten σ' - τ - Diagramm wird der Spannungskreis durch die Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 abgebildet. Tangiert der Spannungskreis die

Grenzbedingung, kommt es zu einem Materialversagen durch Abscheren (siehe Abb. 14). Die Grenzbedingung nach (6) lässt sich umformen zu:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \varphi'}{\sigma'_1 + \sigma'_3} + \sin \varphi' \quad (7)$$

Die Fließbedingung f ergibt sich durch Umformen mit:

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' + 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi' \quad (8)$$

Wird das Mohr-Coulomb Modell im Hauptspannungsraum dargestellt (siehe Abb. 15), ergibt sich ein hexagonaler Trichter. Spannungszustände $f < 0$ im elastischen Bereich werden innerhalb des Trichters abgebildet und plastisches Fließen für $f = 0$ auf dem Trichter. Spannungszustände außerhalb des Trichters für $f > 0$ sind nicht möglich.

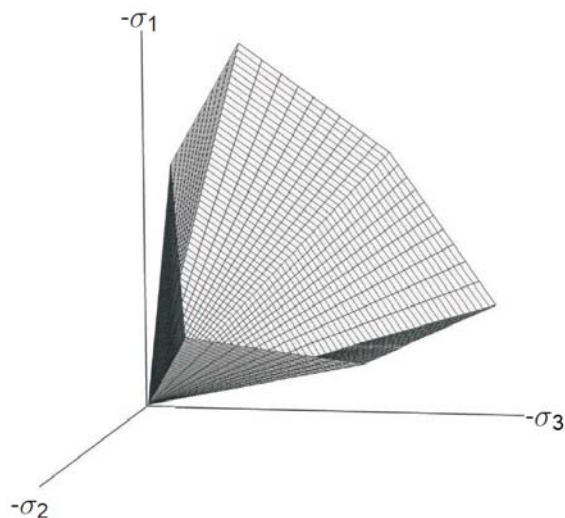


Abb. 15 Mohr-Coulomb'sche Fließfläche

Nachteile des Mohr-Coulomb'schen Modells:

- Keine Unterschiede zwischen Ent-, Wieder- sowie Erstbelastung
- Keine Berücksichtigung der spannungsabhängigen Steifigkeit
- Unterhalb des Bruchverhaltens keine plastische Verformung für Spannungspfade (z.B. isotrope Belastung, K0-Pfad)
- Der Reibungswinkel φ wird als konstant angenommen
- Überschätzung des Dilatanzverhaltens bei Anwendung der assoziierten Fließregel

2.3.3 Hardening Soil Modell (HS)

Das *Hardening Soil* Modell ist ein erweitertes Modell, welches auf dem Mohr-Coulomb Modell basiert. Grenzspannungen sind definiert durch den Reibungswinkel φ , die Kohäsion c , und den Dilatanzwinkel ψ .

Eine hyperbolische Funktion, abgebildet in Abb. 16, basierend auf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines drainierten Triaxialversuchs, ergibt folgende Beziehung der vertikalen Dehnung ε_1 und der Deviatorspannung q für $q < q_f$:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (9)$$

Dabei ist die asymptotische Deviatorspannung q_a mit der Deviatorspannung im Bruchzustand q_f formuliert durch:

$$q_f = (c' \cot \varphi' + \sigma_3') \cdot \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (10)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (11)$$

Das Bruchverhältnis R_f ist immer kleiner eins, wird häufig mit $R_f = 0,9$ angenommen und ist auch so in PLAXIS standardmäßig eingestellt.

Der anfängliche Tangentenmodul E_i ist von der Hauptspannung abhängig und ergibt sich mit:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (12)$$

Der Tangentenmodul E_i^{ref} ist der Bezugsspannung zugeordnet. Die Bezugsspannung p^{ref} ist üblicherweise der atmosphärische Druck mit $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$. Der Modellparameter m beschreibt die spannungsabhängige Steifigkeit und ist höchstens eins.

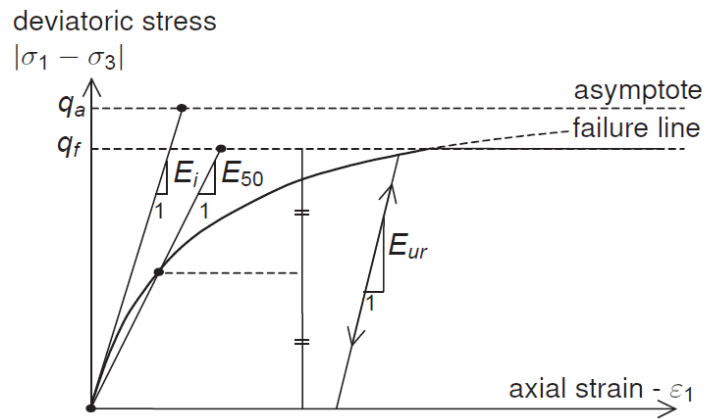


Abb. 16 Hyperbolische Beziehung zwischen Spannung und Dehnung im HS-Modell (Brinkgreve et al. 2013)

Das Verhalten der Ent- und Wiederbelastung ist σ_3 abhängig und wird durch den Elastizitätsmodul E_{ur} definiert.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' + \sigma_3' \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (13)$$

Die Steifigkeit wird durch die drei unterschiedlichen Steifigkeits-Parameter genauer beschrieben. Diese sind in PLAXIS der E_{50}^{ref} aus der triaxial Belastung, E_{ur}^{ref} aus Ent- bzw. Wiederbelastung und E_{oed} aus dem Ödometerversuch. Ein durchschnittlicher Wert für unterschiedliche Böden ist mit $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$ und $E_{oed} \approx E_{50}^{ref}$ vorgegeben.

Durch das Hinzufügen einer deviatorischen Fließfläche lassen sich irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung beschreiben. Zusätzlich wird eine Kappen-Fließfläche hinzugefügt (siehe Abb. 17), mit der Verfestigung unter isotroper Belastung beschrieben wird.

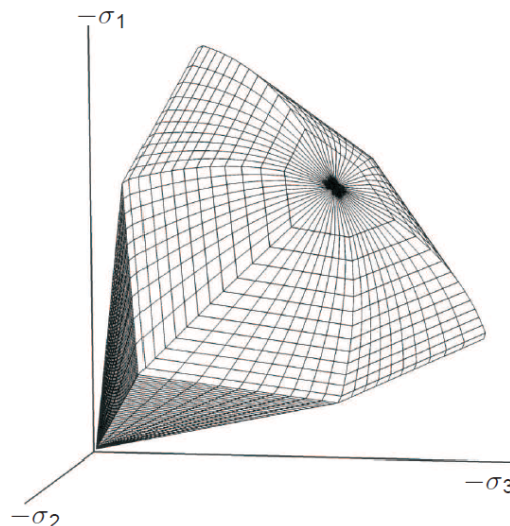


Abb. 17 Fließflächen im HS-Modell für einen kohäsionslosen Boden

Je nach Spannungszustand und Spannungspfad können eine, oder beide Fließflächen aktiviert werden.

Die acht erforderlichen Eingabeparameter für das HS-Modell sind der Reibungswinkel φ' , die Kohäsion c' , und der Dilatanzwinkel ψ für die Festigkeit, der Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref} sowie die Querdehnungszahl ν_{ur} für das elastische Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung. Weiter dienen der Sekantenmodul E_{50}^{ref} , Tangentenmodul E_{oed} und Exponent m für die Steifigkeit.

Durch diese Parameterdefinition im HS-Modell kann folgendes Verhalten abgebildet werden:

- Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium
- Unterschied in Ent-, Wieder- und Erstbelastung
- Spannungsabhängige Steifigkeiten
- Plastische Verformung bei deviatorischer Erstbelastung vor dem Bruch
- Plastische Verformung bei isotroper Erstbelastung

Nicht abgebildet werden kann *softening*, Hysterese oder *small strains*.

2.3.4 Hardening Soil small strain stiffness Modell (HSS)

Das HSS-Modell ist eine Erweiterung des HS-Modells und berücksichtigt, dass Böden bei sehr kleinen Dehnungen (*small strains*) eine höhere Steifigkeit haben. Diese Steifigkeitsänderung verhält sich nicht-linear zur Dehnung.

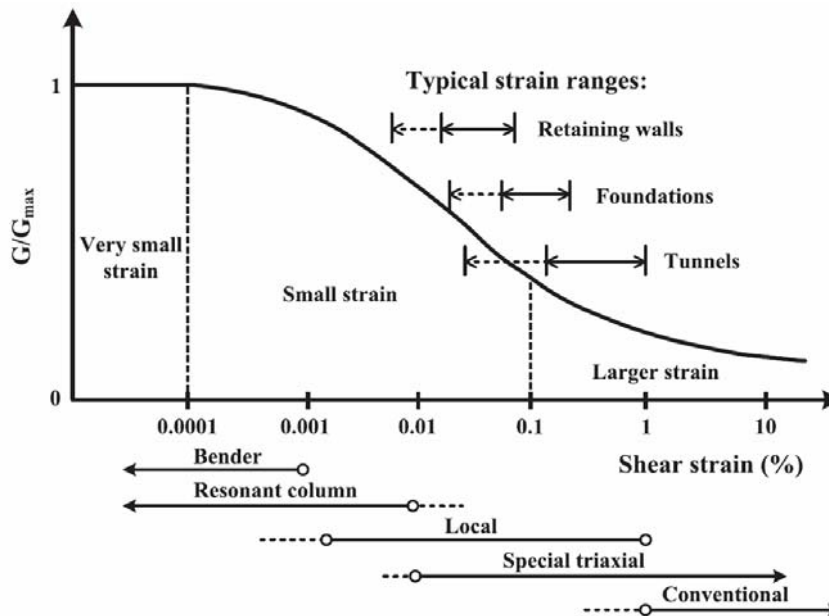


Abb. 18 Charakteristisches Verhalten von Steifigkeit-Dehnung eines Bodens mit klassischem Dehnungsbereich von Labortests und Konstruktionen; Atkinson & Salfors (1991)

Zur Beschreibung der Steifigkeitsänderungen im HSS-Modell wird eine Variable eingeführt, in welcher die Entwicklung der Dehnung gespeichert wird. Zusätzlich werden zwei weitere Material-Parameter benötigt. Diese sind der Schubmodul für sehr kleine Dehnungen G_0^{ref} und das Dehnungsniveau $\gamma_{0,7}$ bei dem der Sekantenmodul G_S nur mehr 70 % von G_0^{ref} erreicht.

3 Feldversuch

Das U-Bahnnetz von Rom wurde erweitert und die neuen Tunnel verlaufen unter stark besiedeltem Gebiet. Bestehende Gebäude in diesem Gebiet aus Mauerwerk und Beton mussten vor den erwarteten Setzungen geschützt werden. Das technisch beste Ergebnis konnte mit Hebungsinjektionen erzielt werden. Im Feldversuch wurde die Durchführbarkeit überprüft. Während dieser Überprüfung wurden die am besten geeignete Herstellungsmethode und dafür notwendige Parameter bestimmt (Kummerer et al. 2012).

3.1 Beschreibung des Versuchs

Der in-situ Versuch bestand aus neun Bohrpfählen mit einem Durchmesser von $D = 0,6 \text{ m}$, drei Stück mit einer Tiefe von $t = 15,0 \text{ m}$, sechs Stück mit $t = 20,9 \text{ m}$ Tiefe. Dabei befinden sich die kürzeren 15 m Pfähle näher am Bauschacht. Auf den Pfahlköpfen wurde ein Trägerrost aus HEA Trägern angebracht, auf welchem eine Flächenlast von insgesamt 3200 kN aufgebracht wurde. Mittels horizontaler Richtbohrtechnik (HDD) wurde der Rohrfächer, ausgehend vom Bauschacht, hergestellt. Die Fächerebenen A, B und C wurden mit einer fallenden Neigung zur Horizontalen von $\delta_A = 3^\circ$, $\delta_B = 6^\circ$ und $\delta_C = 9^\circ$ hergestellt. Die mittlere Bohrabweichung betrug ca. 1 % bei einer maximalen Bohrlänge von 30,00 m (Kummerer et al. 2012). Je Bohrung wurde ein Manschettenrohren $\varnothing = 2''$ hergestellt. Dieses besitzt 35 Injektionspunkte in einem Abstand von 0,50 m. In Abb. 19 ist der Feldversuch dargestellt.

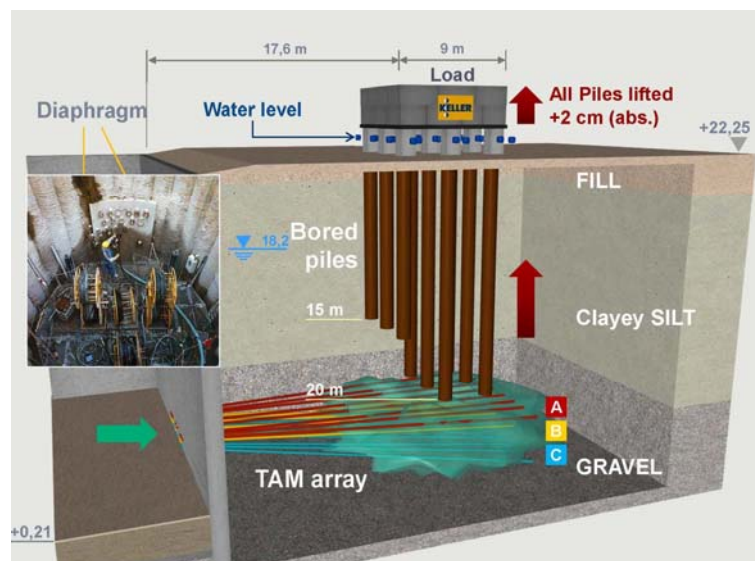


Abb. 19 3D Übersicht des Feldversuchs; (Keller Grundbau GmbH)

Der Boden besteht aus mehreren Schichten und lässt sich in zwei maßgebende Bereiche unterteilen. Der obere Bereich besteht aus Schluff mit Sand aus feiner und mittlerer Korngröße. Es sind Zwischenlagen aus dicht gelagertem Kies vorhanden. Nach einem Übergangsbereich kann von einem Kies in sandiger Matrix ausgegangen werden. Der Grundwasserspiegel befindet sich ca. 4 m unter der Geländeoberkante.

Ziele des Versuchs waren:

- Bestimmung der geeignetsten Bohrtechnik
- Nachweis einer limitierten Setzung aufgrund der Manschettenrohrherstellung
- Nachweis, dass Mehrfachhebungen möglich sind
- Absolute Hebung von 20 mm je Pfahl
- Bestimmung von Projektparametern wie Bohrlänge, Bohranordnung, Pumpraten, Suspensionsmischung, Injektionseffektivität und erforderliches Injektionsvolumen zur Vorbehandlung

Die Planunterlagen des Versuchs sind im Anhang 10.1.1 beigefügt. Die Ergebnisse der Kernbohrung sind in 10.1.2 angehängt.

3.2 Messdaten

Das Monitoring für diesen Versuch bestand aus

- Schlauchwaagensystem mit 22 Wasserspiegel
- Präzisionsnivellement
- Druckmessdosen
- Extensometer

In Abb. 20 ist die Entwicklung der vertikalen Verschiebung aller Pfähle für das gesamte Hebungsverfahren abgebildet.

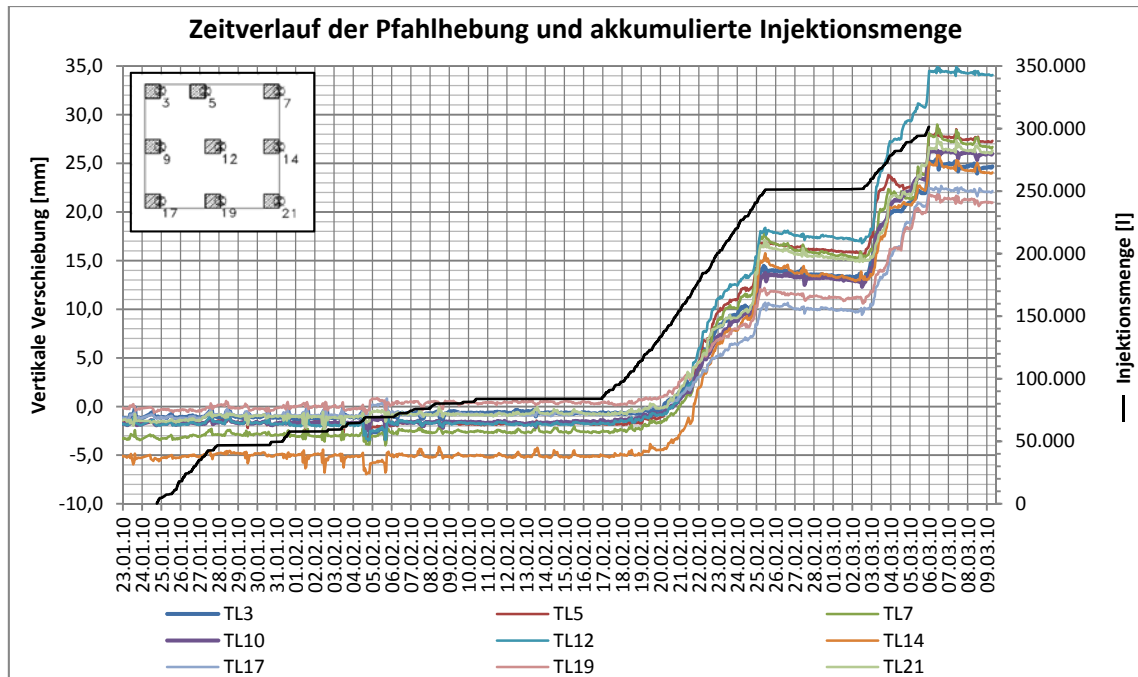


Abb. 20 Verlauf der Pfahlhebung des gesamten Hebungsverfahrens

Die Daten wie Verpressmenge, Druck, Verpressrate und Zeitdauer wurden für jeden Injektionsvorgang gespeichert. Insgesamt wurden ca. 1900 Injektionsphasen durchgeführt. Die dabei verwendete Injektionsmenge ist in Abb. 20 abzulesen.

Für die Verknüpfung der Simulation zum Feldversuch, war ein Festlegen von Zeiträumen notwendig. Innerhalb eines Zeitraumes konnte aufgrund der Messdaten einer erzielten Hebung die zugehörige Injektionsmenge zugeordnet werden. Die Injektionsmenge, welche zur Bodenkonditionierung verwendet wurde, ist für die Berechnung nicht relevant, da diese durch die konditionierte Zone modelliert wird. Bei der Herstellung der Bohrungen und dem Einbauen der Manschettenrohre kam es zu einer maximalen Setzung von 0,5 mm der Pfähle und 1 mm an der Geländeoberfläche. Die Bodenkonditionierung beginnt mit der ersten Injektion, das Phasenende der Konditionierung wurde mit dem Zeitpunkt festgelegt, zu welchem eine Hebung von 2 mm bei jedem Pfahl erzielt wurde. Die erste Hebungsphase beginnt nach einigen Tagen der Aushärtung des bereits injizierten Materials. Nach einer anschließenden zweiten Erhärtungsphase von fünf Tagen werden die Injektionen der zweiten Hebungsphase durchgeführt. Am Ende der Erhärtungsphase war eine Rücksetzung der Pfähle messbar. Diese ergibt sich aus der Konsolidierung, da während der Verpressung ein Porenwasserüberdruck entsteht, welcher sich nach Beenden des Vorganges wieder abbaut.

Die vorgegebene Zielhebung von 20 mm je Pfahl wurde erreicht. Ebenso zeigte der Versuch, dass ein weiteres Anheben durchgeführt werden konnte.

4 Numerische Grunduntersuchung des Modells

In diesem Kapitel sind die getroffenen Annahmen zur Modellerstellung erläutert. Die Modellierung des Feldversuchs aus Kapitel 3 wurde anhand der theoretischen Grundlagen in Kapitel 2 umgesetzt. Einflüsse von Modellabgrenzung, Netzfeinheit und Stoffgesetzen wurden untersucht. Eine Auflistung der verwendeten Modelle und deren erste Verwendung sind in Tab. 2 gegeben. Die Ergebnisse führten zu dem Modell für die erweiterte Untersuchung in Kapitel 5.

Tab. 2 Erstellte Modelle der Grunduntersuchung

Modell Name	Verwendet für
Abschnitt 4.1	
Grundmodell	Generierung der Geometrie und Volumen
Grundmodell sehr fein	Auswirkung der Netzfeinheit
Abschnitt 4.2	
HS	Referenzmodell für Modellranderweiterungen, sowie für Vergleiche in Abschnitt 4.3 und Abschnitt 4.5
HS, Z erweitert	Modellrand erweitert um 5 m in Z-Richtung
HS, XY erweitert	Modellrand erweitert in X- und Y-Richtung
Abschnitt 4.3	
HSS	Abänderung des Bodenmodells von HS auf HSS
Abschnitt 4.4	
HSS (1,5-fach)	Steifigkeit der konditionierten Zone 80 kPa
HSS (10-fach)	Steifigkeit der konditionierten Zone 500 kPa
Abschnitt 4.5	
HSS Volumen	Modellierung des Oberbaus aus Volumen
HSS Träger	Modellierung des Oberbaus aus Trägern

4.1 Halbmodell, Diskretisierung und erste Untersuchung

Aufgrund der vorhandenen Symmetrie in der konstruktiven Ausführung wurde der Feldversuch als Halbmodell nachgebildet. Im Bezug zu den Messdaten und den durchgeführten Bohrungen wurde beschlossen, die linke Hälfte (siehe Anhang 10.1.1) zu modellieren. In den Hebungsdaten der Pfähle ist ersichtlich, dass im Boden inhomogene Bereiche vorhanden sind, welche mit zusätzlicher Injektionsmenge ausgeglichen wurden. Trotz ausgleichender Injektionsmenge ist der Hebungsverlauf von symmetrisch ausgerichteten Pfählen abweichend.

4.1.1 Materialkennwerte

Die Bodenkennwerte für das Modell wurden entsprechend der vorhandenen Kernbohrung (Anhang 10.1.2) abgeleitet. Die einzelnen Bodenschichten wurden, soweit

es möglich war zusammengefasst, wobei dünne Schichten mit ähnlichen Kennwerten vereinfacht abgebildet werden konnten. Die Parameter der zwei Bodenschichten des Modells sind in Tab. 3 aufgelistet.

Entsprechend Kapitel 2.2.2 wurden für die Injektionselemente das linear-elastische und für die konditionierte Zone das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz verwendet. Für diese Elemente wurden die Parameter möglichst ähnlich dem Ausgangsboden erstellt. In Folge wurden notwendige Bodenkennwerte berechnet, um die Simulation des Bodens im erweiterten HSS-Modell zu ermöglichen.

Tab. 3 Materialeigenschaften des Grundmodells für Boden

Schicht	Schluff, sandig	Schluff, sandig	Kies; f,m Sand, dicht	Kies; f,m Sand, dicht
Modell	HS	HSS	HS	HSS
Drainage type	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m ³]	20	20	21	21
φ' [°]	30	30	38	38
ψ' [°]	0	0	3	3
c^{ref} [kN/m ²]	5	5	1	1
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	10.000	10.000	50.000	50.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	10.000	10.000	50.000	50.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	30.000	30.000	150.000	150.000
m [-]	0,7	0,7	0,3	0,3
ν_{ur} [-]	0,3	0,3	0,3	0,3
K_0^{NC} [-]	0,5	0,5	0,3843	0,3843
$\gamma_{0,7}$ [-]	-	0,0001	-	0,0001
G_0^{ref} [kN/m ²]	-	57.700	-	288.500
$k_x = k_y$ [m/day]	0,08	0,08	0,1	0,1
k_z [m/day]	0,03	0,03	0,1	0,1

Durch den im Schichtaufbau vorhandenen Schluff wurde die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung geringer angenommen als in horizontaler. Dieser Einfluss der Durchlässigkeit wird erst bei Berechnungen mit Konsolidierung tragend.

Die in Tab. 4 gelisteten Materialkennwerte beziehen sich auf die Strukturen im Modell und auf die Volumen mit spezieller Funktion. Die konditionierte Zone wurde, wenn nicht anders angegeben, mit der doppelten Bodensteifigkeit des umliegenden Bodens modelliert.

Tab. 4 Materialeigenschaften des Grundmodells für Strukturen und modifizierte Volumen

Element Typ	Injektionszone	Konditionierte Zone	Beton 27GPa	Beton Oberbau steif
Modell	Linear elastic	Mohr-Coulomb	Linear elastic	Linear elastic
Drainage type	non-porous	non-porous	non-porous	non-porous
$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m ³]	21	21	25	1e-3
φ' [°]	-	38	-	-
ψ' [°]	-	3	-	-
c^{ref} [kN/m ²]	-	1	-	-
ν [-]	0,3	0,3	0,2	0,2
K_0^{NC} [-]	-	0,3843	-	-
E [kN/m ²]	50.000	100.000	27e6	60e6

Um den Gewichtseinfluss aus unterschiedlichen Varianten der Oberbaumodellierung zu unterbinden, wurde die Wichte für das Material des Oberbaus nahe Null gewählt. Weitere Parameter für die Modellierung der in Kapitel 4.5.3 beschriebenen Variante sind in Tab. 5 angeführt.

Tab. 5 Materialkennwerte der *beam* Elemente

Beam	HEA180	HEA300	HEA 2x300
A [m ²]	4,53e-3	0,01120	0,01120
E [kN/m ²]	210e6	210e6	210e6
I ₃ [m ⁴]	9,25e-6	0,06310e-3	0,1262e-3
I ₂ [m ⁴]	0,02510e-3	0,1826e-3	0,3652e-3

4.1.2 Geometrie und Last

Die Ursprungslage des globalen Koordinatensystems wurde aus Sicht der Baugrube in der Pfahlachse des ersten mittleren Pfahls gewählt. Die XZ-Ebene bildet den Schnitt für das Halbmodell ab. Die Ausrichtung des Modells ist in Abb. 21 zu sehen. Die Symmetrieebene wird durch die XZ-Ebene im Koordinatenursprung gebildet. Eine Abgrenzung des Modells erfolgte bei x_{\min} durch die Schlitzwand und wurde mit $x = -16,20$ m festgelegt. Für die übrigen seitlichen Abgrenzungen wurde ein Abstand gewählt, welcher der dreifachen Abmessung der Pfahlkonstruktion entspricht. In der Tiefenlage Z wurde die Abgrenzung durch einen Abstand zum unteren Injektionsfächer von ca. 10,0 m fixiert. In dieser Tiefe befindet sich laut Sondierungsdaten auch der Übergang zur homogenen, dichten Kies-Sand Schicht. Die Modellgröße betrug somit 43,2 m x 27,0 m x 31,9 m für das Halbmodell und ist in Abb. 21 dargestellt.

Die erste Bodenschicht bildet ein sandiger Schluff. Diese wurde ab Geländeoberkante $z = 0,00$ m bis in eine Tiefe von $z = -14,3$ m definiert. Darunter befindet sich die zweite Bodenschicht, bestehend aus Kies mit feinem und mittlerem dicht gelagertem Sand. Der Grundwasserspiegel liegt bei $z = -4$ m.

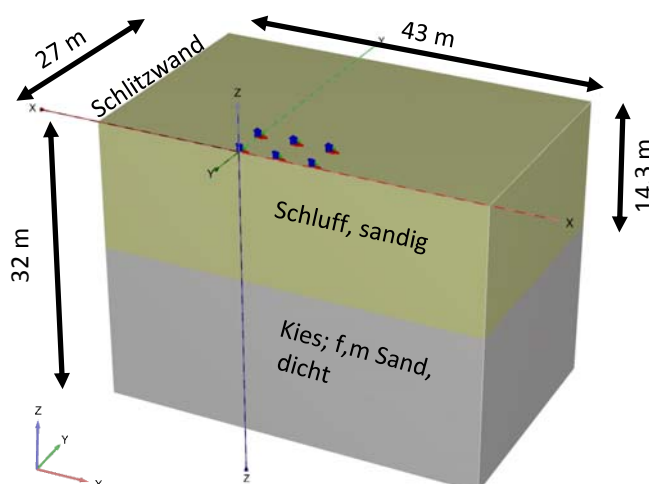


Abb. 21 Modellabmessungen mit Bodenschichten und Lage des globalen Koordinatensystems in PLAXIS

Die Randbedingungen bezüglich Deformationen sind wie folgt:

- Seitlicher Modellrand inklusive Schlitzwand
 - aus der Ebene: *fixed*
 - in der Ebene: *free*
- Unterer Modellrand (alle Richtungen) *fixed*
- Oberer Modellrand (alle Richtungen) *free*

Die Randbedingung für die Wasserdurchlässigkeit an den Rändern wurde so angepasst, dass die Schlitzwand auf der Baugrubenseite als dicht angenommen wurde. Zu den angrenzenden Bodenflächen ist ein freier Durchfluss gegeben.

Es wurden Volumskörper im Boden definiert, in welchen die Pfähle enthalten sind. Diese wurde als Volumen ohne Interface modelliert. Die Injektionselemente wurden als rechteckige Volumen mit 0,25 m Abstand zur Bohrung erzeugt. Die Länge ergab sich aus der Lage des ersten und letzten Injektionspunktes mit einem zusätzlichen Abstand von je 0,25 m. Die modellierte Neigung der Injektionsfächer A, B und C mit 3°, 6° und 9° entspricht der tatsächlichen Ausführung. Eine vereinfachte Modellierung, in welcher die Injektionselemente horizontal ausgebildet sind, wurde nicht gewählt, um die Auswirkungen der geringen Abstände zwischen Pfahlende und Injektionselemente zu erhalten. Die Verdrehung der Bohrung um die Vertikalachse wurde vernachlässigt. Die Injektionselemente sind parallel zur Symmetrieebene. Die dadurch entstandene maximale Abweichung der Bohrung zu den Pfählen in der Modell XY-Ebene betrug ca. $\pm 0,25$ m. Zur Untersuchung des Grundverhaltens wurden sämtliche Injektionspunkte zusammengefasst und ein Injektionselement je Bohrung zugeordnet. Die bisher beschriebenen Strukturen sind in Abb. 22 dargestellt.

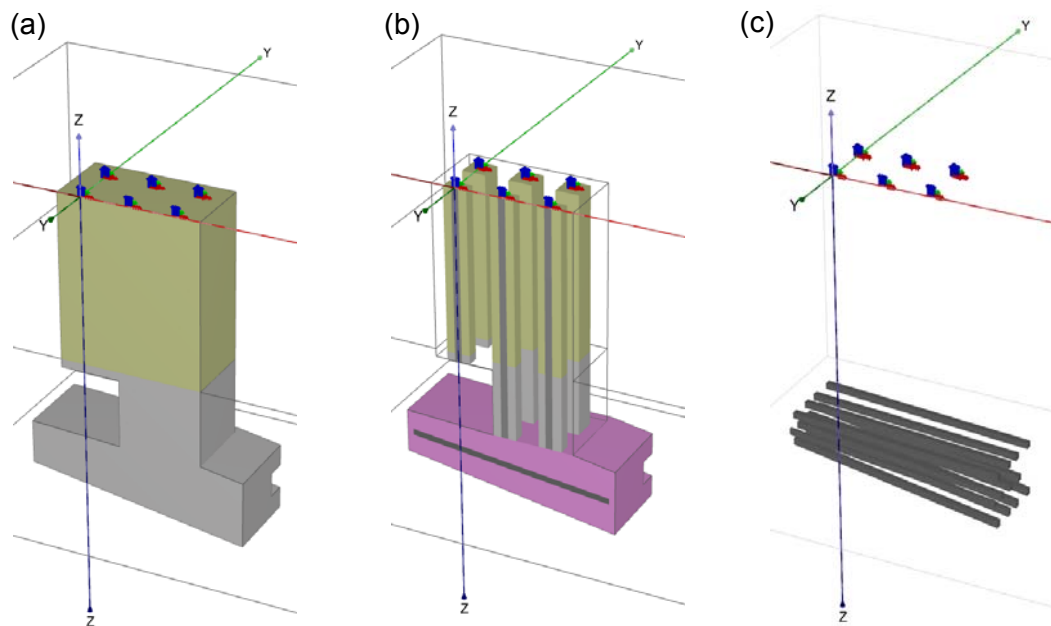


Abb. 22 (a) Definierte Volumskörper, (b) mit zugewiesenen Materialkennwerten der Pfähle, konditionierten Zone und Injektionselemente. (c) 12 Injektionselemente

Die konditionierte Zone wurde für jeden Fächer separat erstellt. Das Ausmaß der konditionierten Zone wurde mit 0,50 m um die Injektionselemente gewählt. Diese Größe ergab sich aus den geometrischen Randbedingungen.

Der vertikale Abstand zwischen Bohrungen war kleiner als das für die konditionierte Zone erforderliche Maß von 0,50 m. In diesem Bereich kam es zu einer Überschneidung der konditionierten Zonen der Bereiche A, B und C.

Ferner war ein Einbinden der 20,90 m langen Pfähle in die konditionierte Zone und die dadurch möglichen Effekten, nicht erwünscht. Alle drei konditionierten Zonen bilden zusammen eine Gesamtzone. Die Zone des Fächers A wurde nach oben hin angepasst, um einen klar definierten Abschluss zu den Pfählen zu erhalten (siehe Abb. 23). Zusätzliche kleine, spitzwinkelige Elemente bei der Netzgenerierung wurden vermieden.

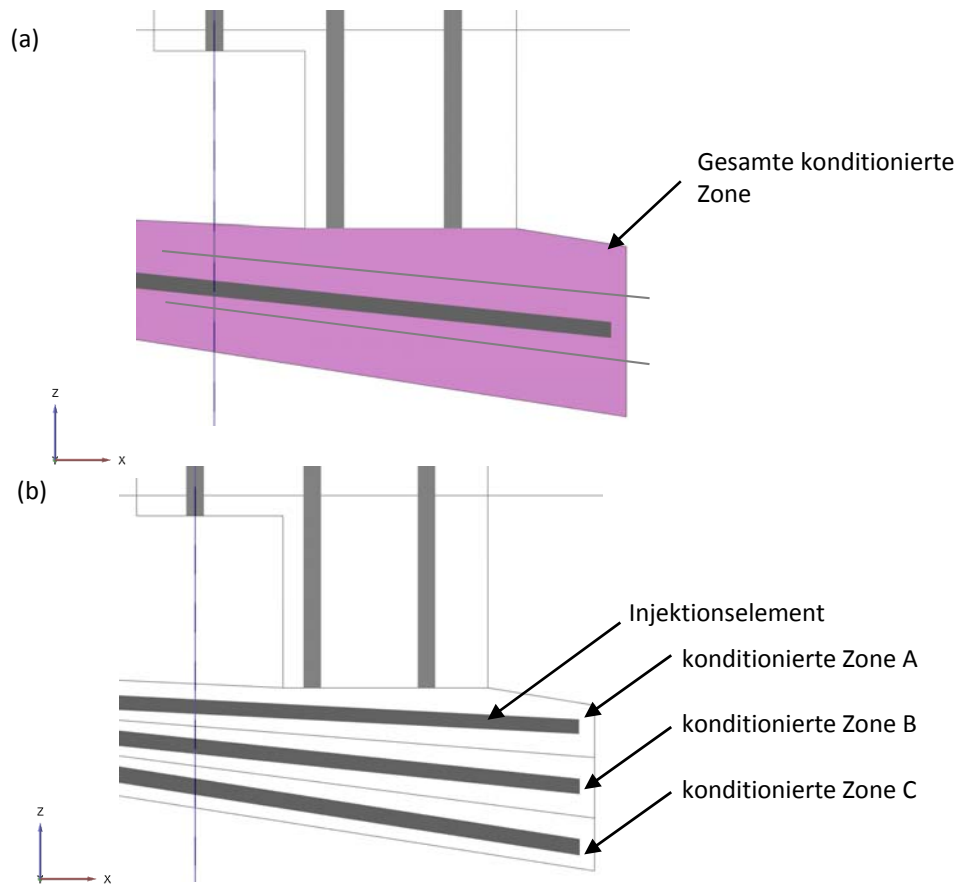


Abb. 23 (a) Abschluss der konditionierten Zone unter den Pfählen und (b) Injektionselemente in der Ansicht

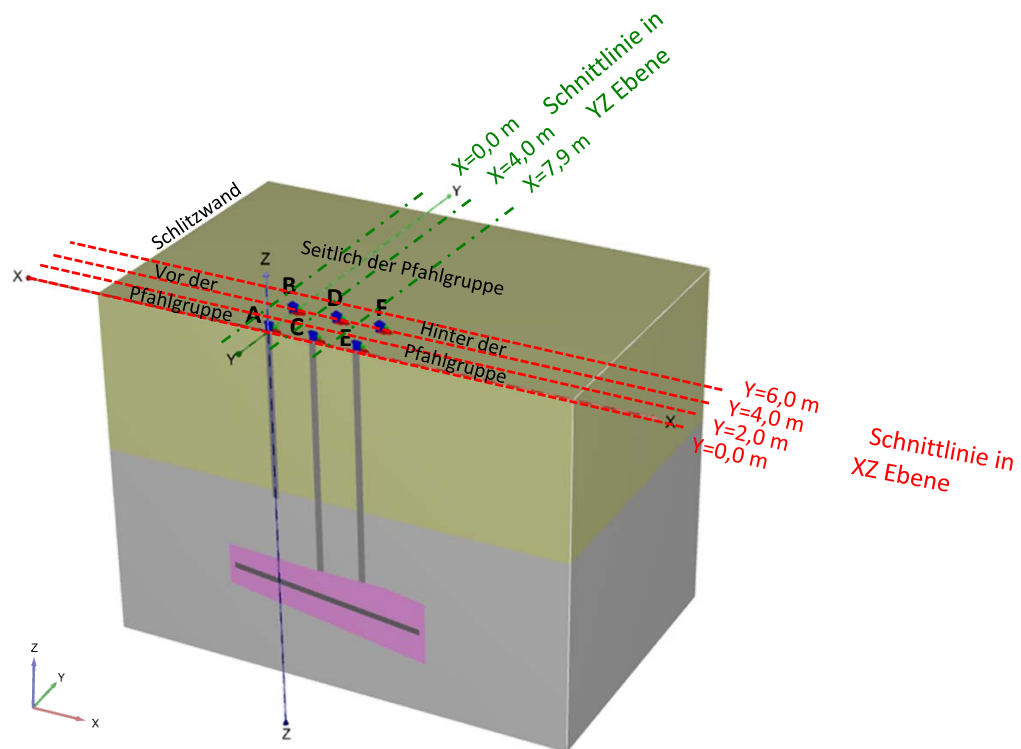


Abb. 24 Grundmodell mit Benennung der Pfähle A-F und Schnittebenen der Auswertung

In der ersten Untersuchung wurde die Last direkt als *surface load* auf jeden Pfahl einzeln aufgebracht. In Abb. 24 sind die Schnittlinien, welche zur Auswertung verwendet wurden, abgebildet. Die Lastaufteilung der 3200 kN erfolgte über die den Pfählen zugewiesene Fläche und ist wie folgt:

- Eckpfahl: 250 kN (870 kN/m²)
- Pfahl an der Randmitte: 400 kN (1400 kN/m²)
- Mittlerer Pfahl: 630 kN (2240 kN/m²)

4.1.3 Netzgenerierung

Um die Berechnungszeit für die Simulation in Grenzen zu halten wurde ein Netz von ca. 100.000 Elementen festgelegt. Durch die Volumskörper, in welchen sich die Pfähle befinden, konnte die Elementgröße im Übergangsbereich zusätzlich angepasst werden. Wie in Abb. 25 zu sehen ist, wurde die Netzfeinheit der Volumenelemente um die Pfähle, sowie auch die konditionierte Zone mit *fineness factor* = 0,707 gewählt. Die Pfähle wurden mit einem *fineness factor* = 0,125 definiert.

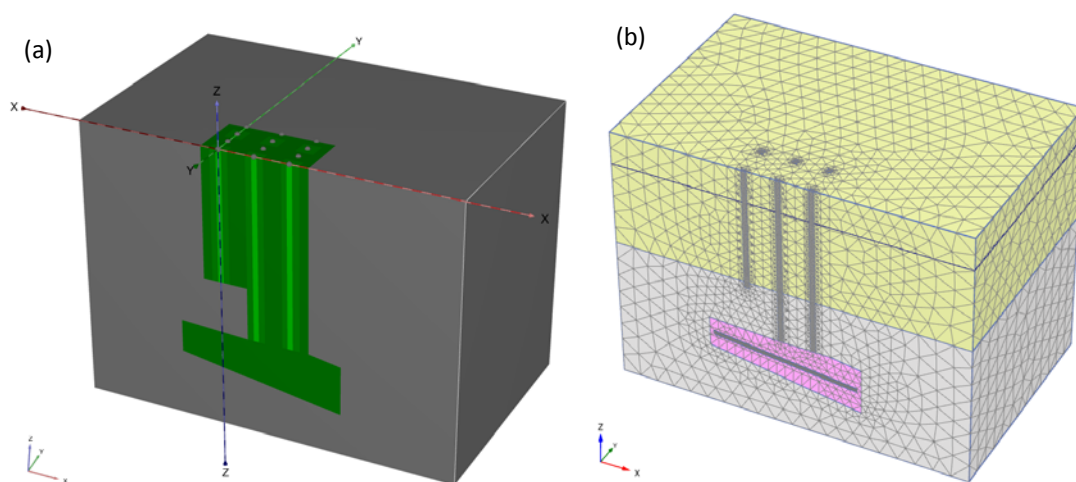


Abb. 25 (a) Definierte Netzfeinheit und (b) daraus resultierendes Netz

Für die Erstellung des Netzes wurde eine *element distribution* von *fine* gewählt. Dies führte zu insgesamt 97.000 Elementen (Grundmodell).

Nahe den Pfahlstrukturen ist die *mesh quality* gering, was auf die Definition runder Geometrien zurückzuführen ist. Auch vereinzelte Elemente der Injektionsvolumen weisen eine geringere Qualität auf (siehe Abb. 26).

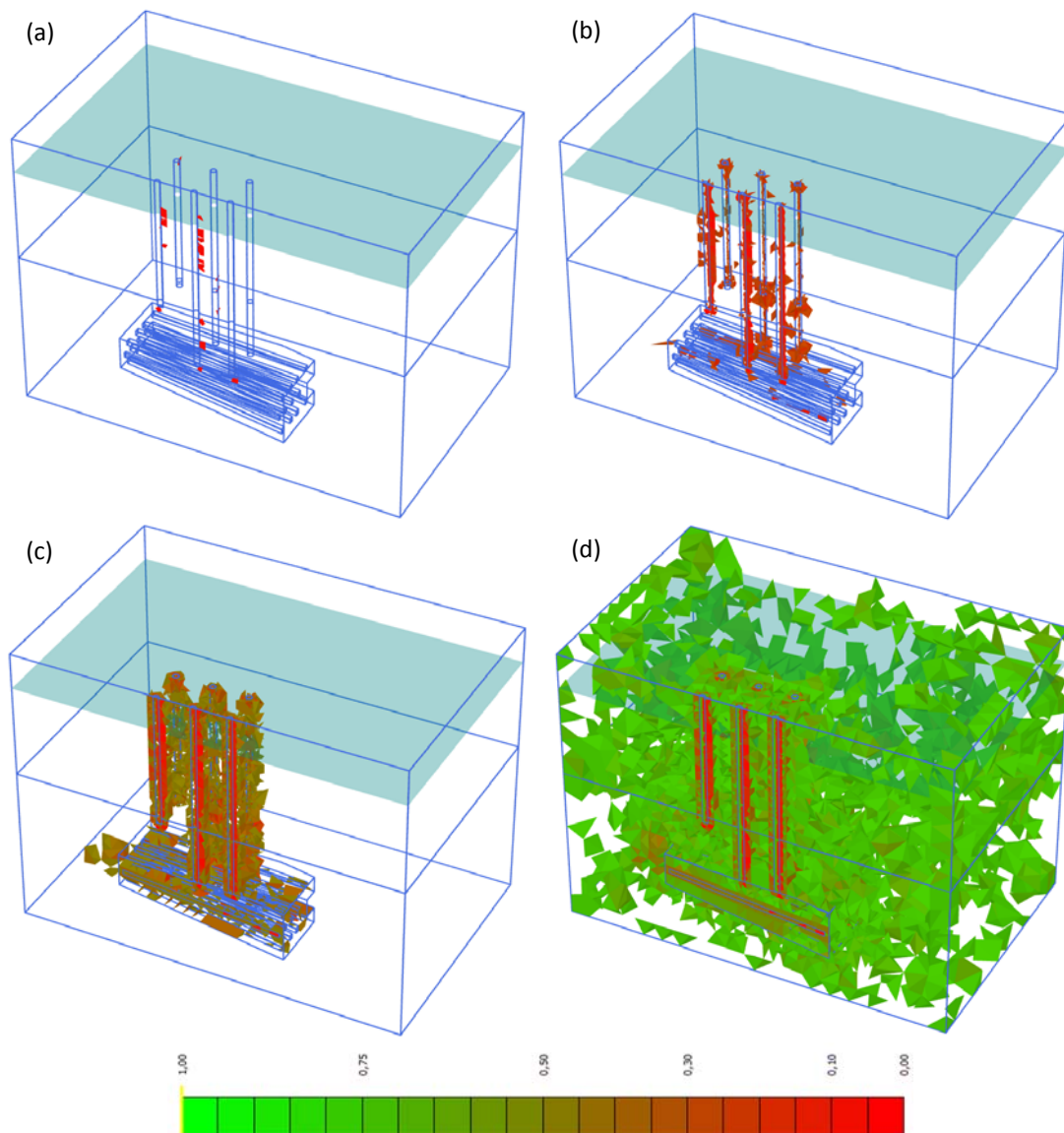


Abb. 26 *Mesh quality* für die Werte 0.1 (a), 0.3 (b), 0.5 (c) und 0.75 (d) des Grundmodells

Eine Verfeinerung des Netzes auf eine Erhöhung von 196.000 Elemente (Grundmodell sehr fein) zeigte eine Verbesserung. Die Anzahl der Elemente geringer Qualität wurde verringert. Die Elemente geringer Qualität des feinen Netzes sind in Abb. 27 dargestellt.

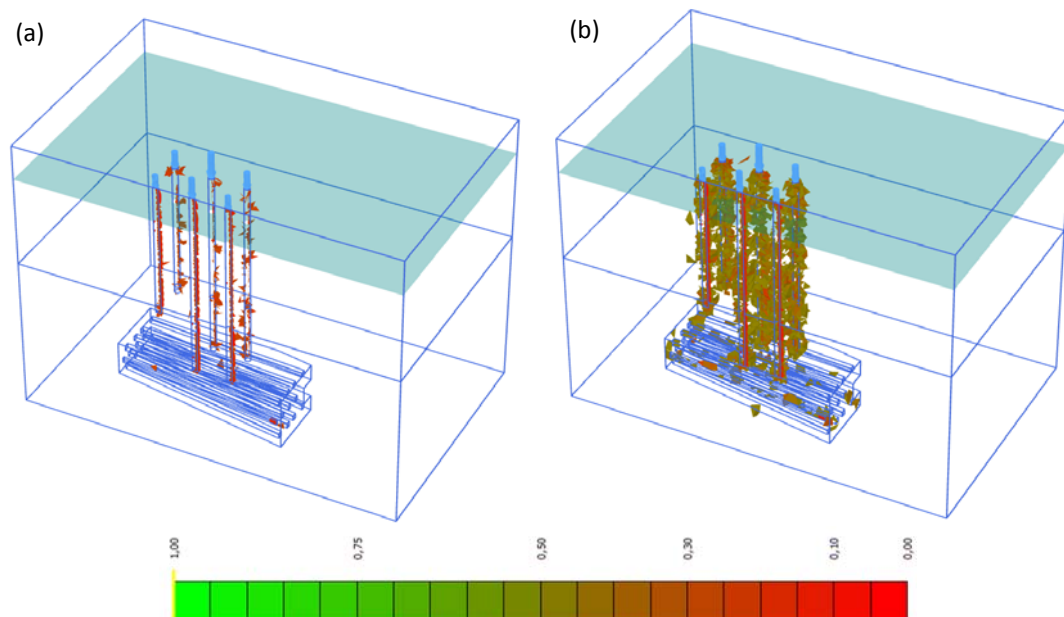


Abb. 27 Mesh quality für die Werte 0.3 (a), 0.5 (b) des sehr feinen Netzes

Es wurde mit dem „Grundmodell“ und dem „Grundmodell sehr fein“ die gleiche Simulation durchgeführt. Dabei ist eine Belastung aufgebracht und eine volumetrische Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 10\%$ in den Injektionselementen simuliert worden. Sowohl in der Pfahl- als auch in der Geländehebung (siehe Abb. 28 und Abb. 29) kam es zu keinem nennenswerten Unterschied. Die weiteren Berechnungen wurden mit dem „Grundmodell“ durchgeführt.

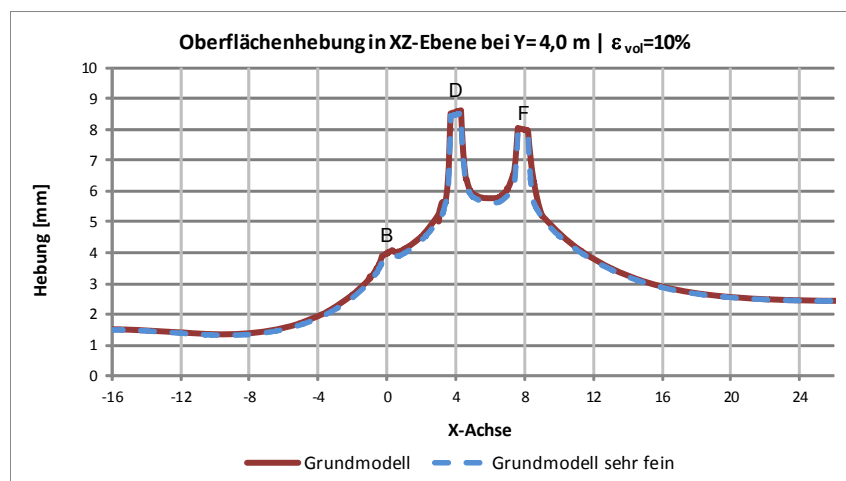


Abb. 28 Auswirkung der Netzfeinheit auf die Oberflächenhebung; XZ-Ebene Y=4,0 m

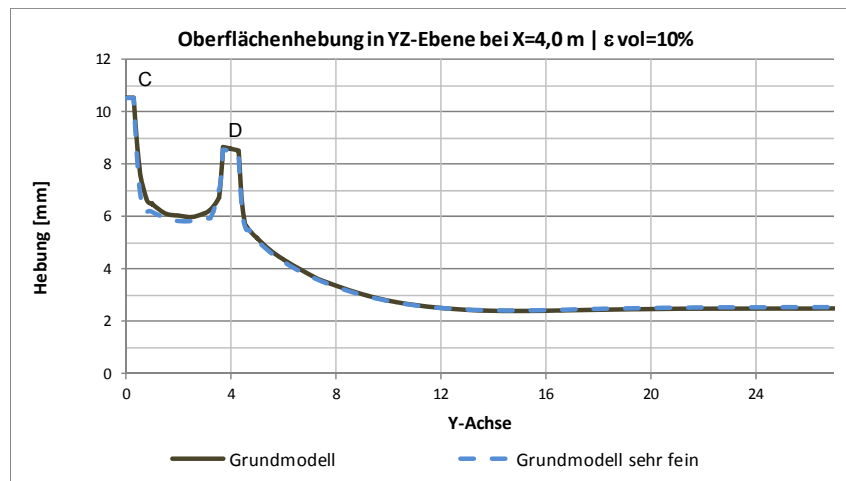


Abb. 29 Auswirkungen der Netzfeinheit auf die Oberflächenhebung; YZ-Ebene X=4,0 m

4.1.4 Berechnungsphasen

Die Berechnungsphasen lassen sich einteilen in:

- Initiale Phase
- Herstellungsphase
- Aufbringen der Last
- Hebung Vol_1
- Hebung Vol_2
- Hebung Vol_...

Wenn nicht anders angegeben, wurden die Berechnungen mit den nachfolgenden Konfigurationen durchgeführt.

Die **Initial phase** wurde mit *KO-procedure* durchgeführt. Die Berechnung erfolgt für normal konsolidierten Boden, die dazu benötigten *KO* Werte werden vereinfachend nach Jaky (1944) bestimmt.

In der **Herstellungsphase** erfolgt der Materialaustausch der Pfähle, des konditionierten Bereichs und der Injektionselemente. Danach erfolgt in einer Phase das **Aufbringen der Last**. Das Ende dieser Phase stellt den Ausgangszustand des Hebungsverfahrens dar. Beide Phasen werden mit der Berechnungsart *Plastic* und aktiviertem *Ignore undrained behaviour* durchgeführt.

Bei den weiteren Phasen der **Hebung** werden die Injektionselemente ausgewählt und im *Selection Explorer* unter *Selection > Soil* die Funktion *Volume Strain* aktiviert. Für die

Volumszunahme ε_{vol} wird ein gewünschter Wert eingegeben. Es wurden Schritte mit 2,5 % gewählt. Ab dieser Phase liefert die Simulation Information über die Hebung, welche mit der Messung verglichen werden kann. Bei der ersten Injektionsphase wurde die bisherige Modellverformung auf null zurückgesetzt (*Reset displacements to zero*; aktiviert). Die Berechnungsart blieb *Plastic* und die Option *Ignore undrained behaviour* wurde deaktiviert, d.h. es wurden undrainierte Verhältnisse vorausgesetzt.

4.2 Einfluss der Modellabgrenzung

Die Überprüfung der angenommenen Modellabmessung wurde durch Modellerweiterungen vorgenommen. Der Vergleich erfolgte bei gleicher Eingabe einer volumetrischen Dehnung der Injektionselemente von $\varepsilon_{vol} = 10\%$, wovon effektiv $\varepsilon_{vol,eff} = 6,4\%$ aufgebracht wurden. Als Referenzmodell für den Vergleich dient das „HS“ Modell.

Bei der ersten Erweiterung (Modell: HS, XY erweitert) wurde der Bodenkörper entlang der X- und Y-Achse vergrößert. Die Grenzen wurden auf $x_{max} = 36\text{ m}$ (um 9,5 m) und $y_{max} = 32,0\text{ m}$ (um 5,0 m) ausgedehnt. Die zusätzlichen Volumen aus der effektiven volumetrischen Dehnung, welche auf die Injektionselemente aufgebracht wurde, müssen durch ein konstantes Volumen in der undrainierten Berechnung erhalten bleiben. Wie in Abb. 30 ersichtlich, hat diese Erweiterung einen Einfluss auf die Hebung des Geländes. Das zusätzliche Volumen im Modell „HS“ und „HS, XY erweitert“ ist gleich groß, ergibt jedoch bei der größeren Oberfläche des Modells „HS, XY erweitert“ eine geringere Hebung. Die Pfahlhebung mit einer Abweichung $< 1\text{ mm}$ ist dabei vernachlässigbar.

Bei der zweiten Erweiterung (Modell: HS, Z erweitert) erfolgte die Vergrößerung entlang der Z-Achse (um 5,0 m). Der dadurch größere Bereich unter der konditionierten Zone lässt die Verschiebungen geringfügig verschieden ausbilden. Infolgedessen wird die Geländeoberfläche verglichen mit dem „HS“ Modell gering abweichend angehoben, wobei die Abweichung zwischen den Pfählen sichtbar ist. Eine minimal stärkere Geländehebung ist in Abb. 31 ab dem Abszissenwert von ca. 12,0 m erkennbar. Die Pfahlhebung ist beim Modell „HS, Z erweitert“ um ca. 1 mm geringer.

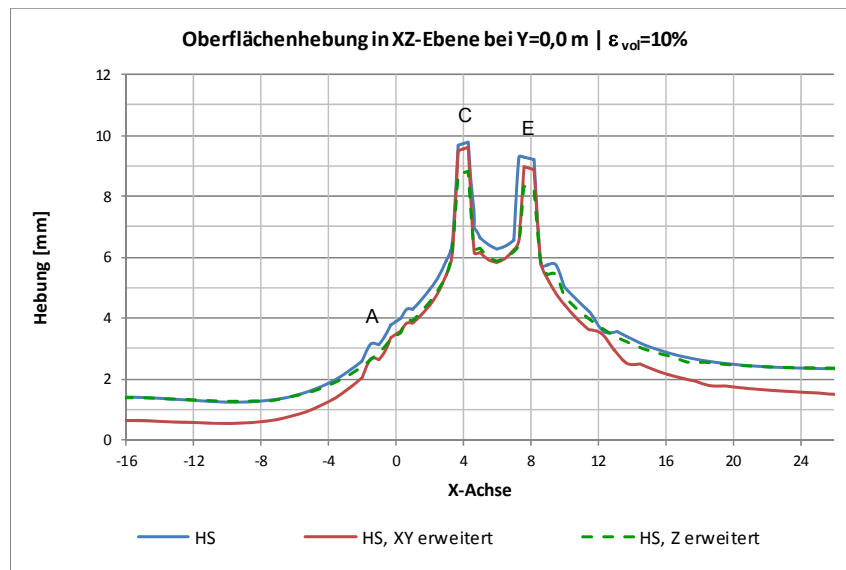


Abb. 30 Geländehebung bei erweiterten Modellgrenzen in der XZ-Ebene bei Y=0,0 m

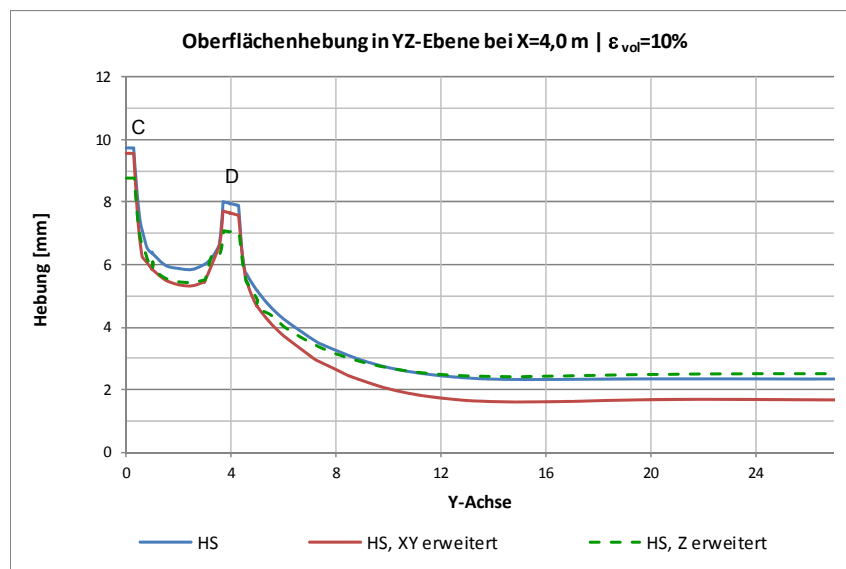


Abb. 31 Geländehebung bei erweiterten Modellgrenzen in der YZ-Ebene bei X=4,0 m

In den Injektionselementen kommt es durch das schrittweise Aufbringen der volumetrischen Dehnung zu einem zusätzlichen Volumen und Verformungen. Treten sehr kleine Verformungen auf, so kann von einem steiferen Verhalten des Bodenmaterials ausgegangen werden. Im HS-Modell werden sehr kleine Verformungen nicht berücksichtigt. Mit dem HSS-Modell ist dies möglich und es wurde ein Vergleich durchgeführt.

4.3 Vergleich HS-Modell und HSS-Modell

Eine einheitliche volumetrische Dehnung der Injektionselemente von $\varepsilon_{vol,eff} = 6,4\%$ wurde durch Anpassung der Berechnung des HSS-Modells (Modell: HSS) erreicht. Durch das

steifere Verhalten war eine zusätzliche Eingabe der volumetrischen Dehnung erforderlich.

Wie in Abb. 32 und Abb. 33 dargestellt, unterscheidet sich die Geländehebung im HSS-Modell von der des HS-Modells nicht nur bei der Pfahlhebung, sondern auch bei der Geländehebung. Der Hauptanteil der Hebung erfolgt im HSS-Modell oberhalb der konditionierten Zone. Außerhalb ist eine kleinere Geländehebung zu beobachten.

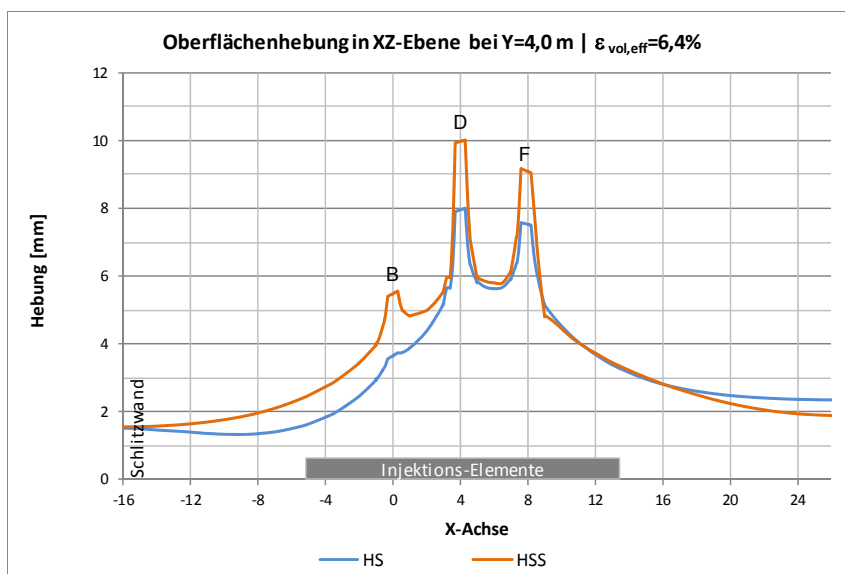


Abb. 32 Vergleich des HS- und HSS-Modell in der XZ Ebene bei Y=4,0 m

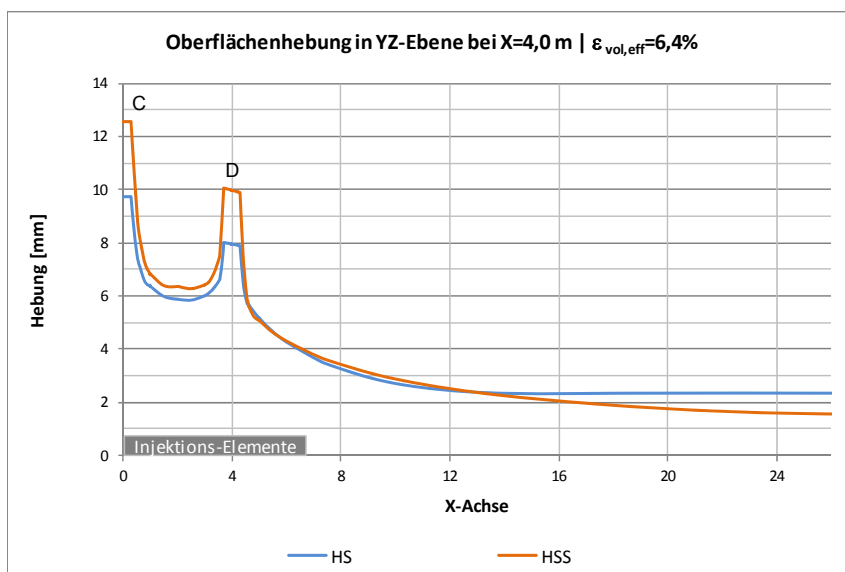


Abb. 33 Vergleich des HS- und HSS-Modell in der YZ-Ebene bei X=4,0 m

Bei Betrachtung der gesamten XZ-Ebene und der dort auftretenden Verschiebungen wird ersichtlich, dass im Bereich zwischen den 15,0 m langen Pfählen und dem konditionierten Bereich, die Verschiebungen ein größeres Maß haben (siehe Abb. 34). In diesem Bereich sind keine Pfähle vorhanden, die Gruppenwirkung von Pfählen und Boden kann erst im darüber liegenden Bereich aktiviert werden. Dasselbe wird aus der Betrachtung in YZ-Ebene in Abb. 36 erkenntlich. Dieses Verhalten ist auch im HS-Modell in Abb. 35 und Abb. 37 ersichtlich, wobei hier eine größere Verformung unterhalb der konditionierten Zone sichtbar ist.

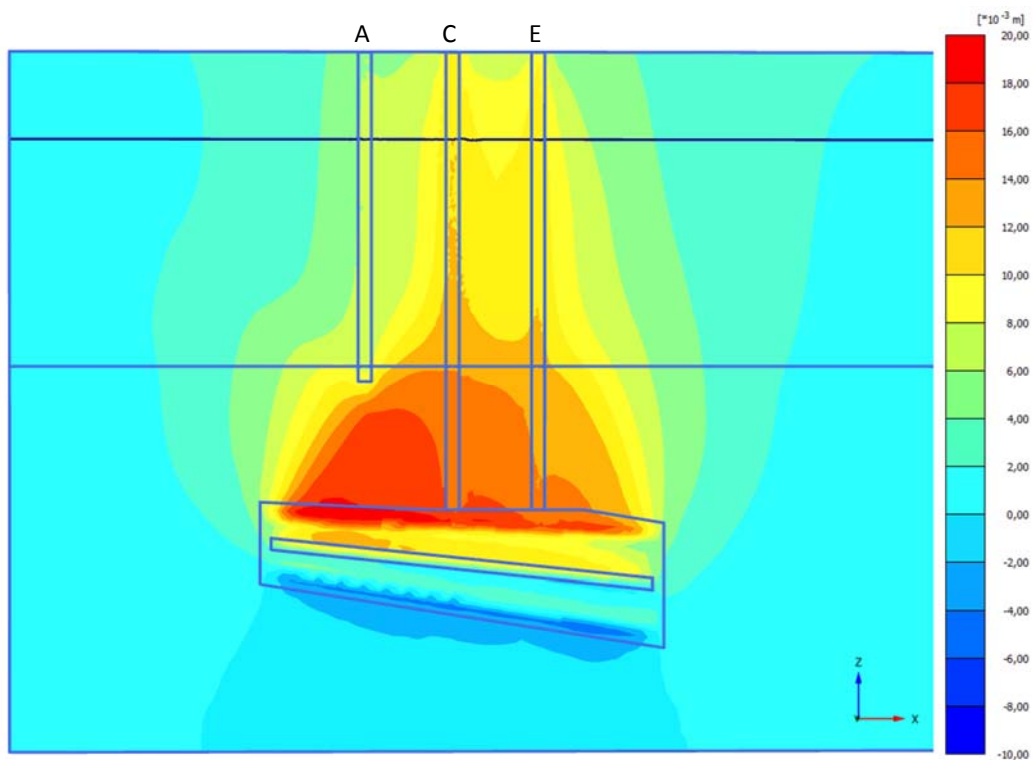


Abb. 34 Verschiebungen u_z in der XZ-Ebene bei $Y=0.0$ m im HSS-Modell

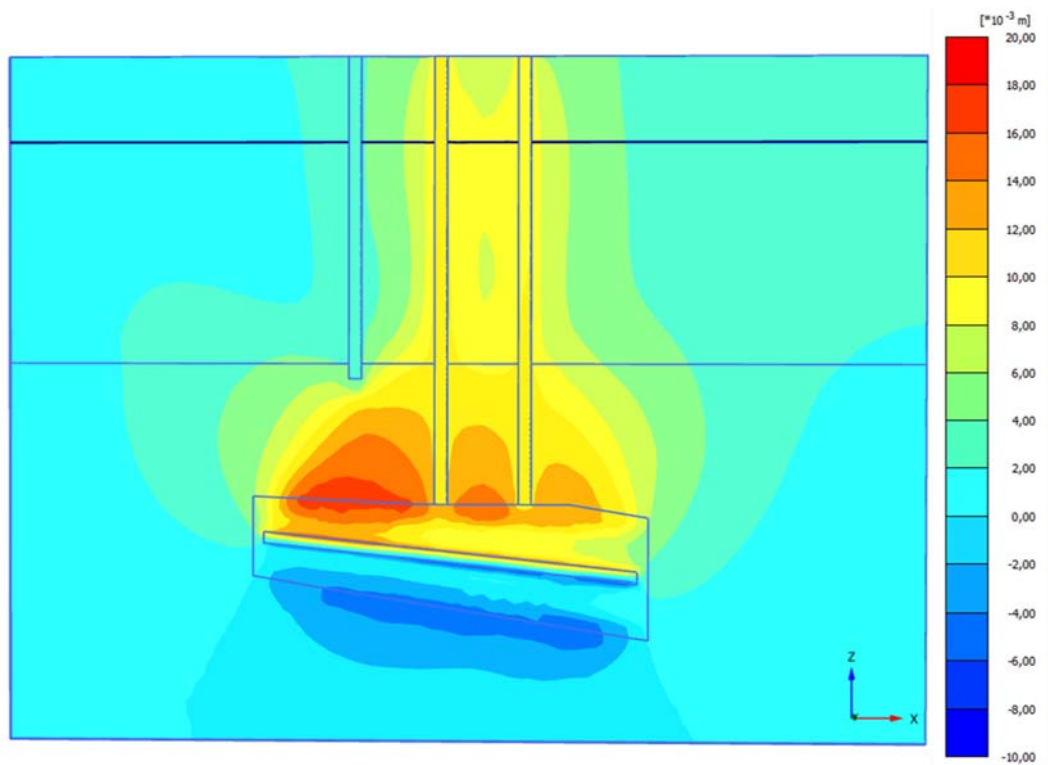


Abb. 35 Verschiebungen u_z in der XZ-Ebene bei $Y=0,0$ m im HS-Modell

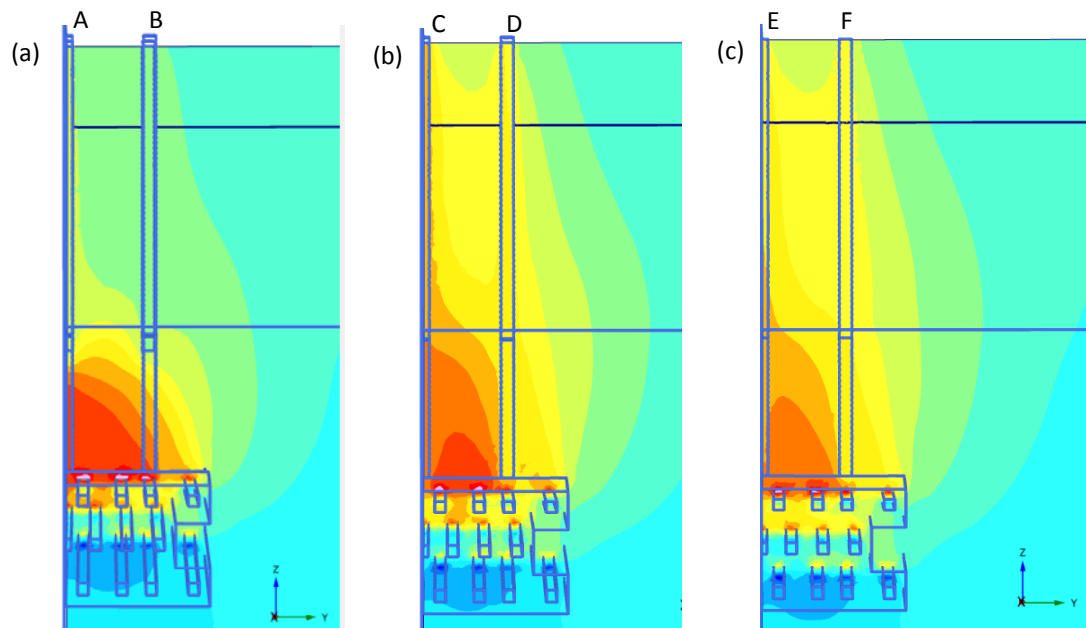


Abb. 36 (a) Verschiebungen u_z in der YZ-Ebene bei $X=0,0$ m, (b) $X=4,0$ m und (c) $X=7,9$ m im HSS Modell

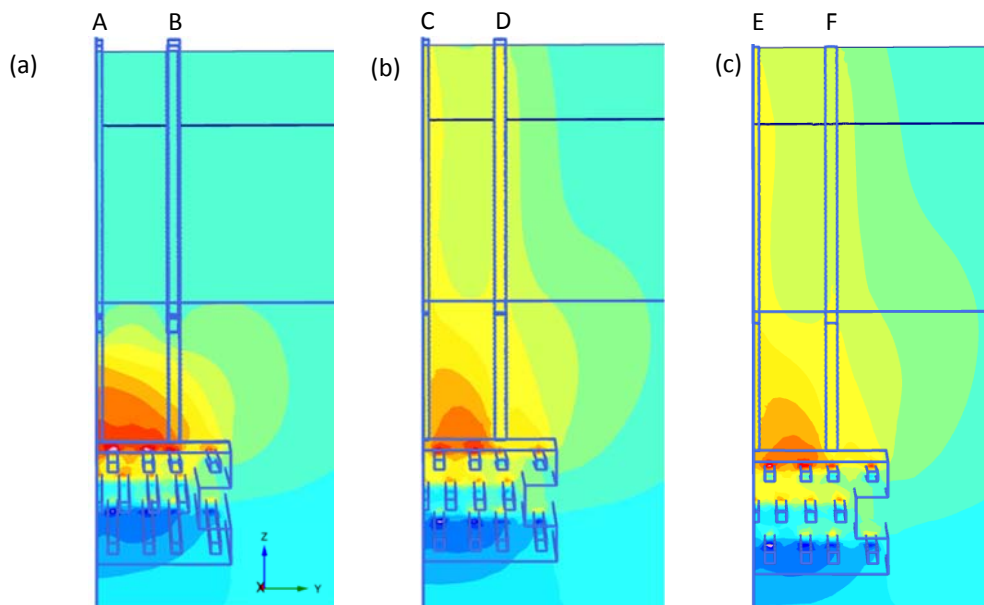


Abb. 37 (a) Verschiebungen u_z in der YZ-Ebene bei $X=0,0$ m, (b) $X=4,0$ m und (c) $X=7,9$ m im HS Modell

Die Verschiebungslinie unterhalb der konditionierten Zone in der Symmetrieachse (siehe Abb. 38) zeigt, dass die Verformungen im HSS-Modell geringer sind. Seitlich der konditionierten Zone ist eine Hebung des Bodens erkennbar.

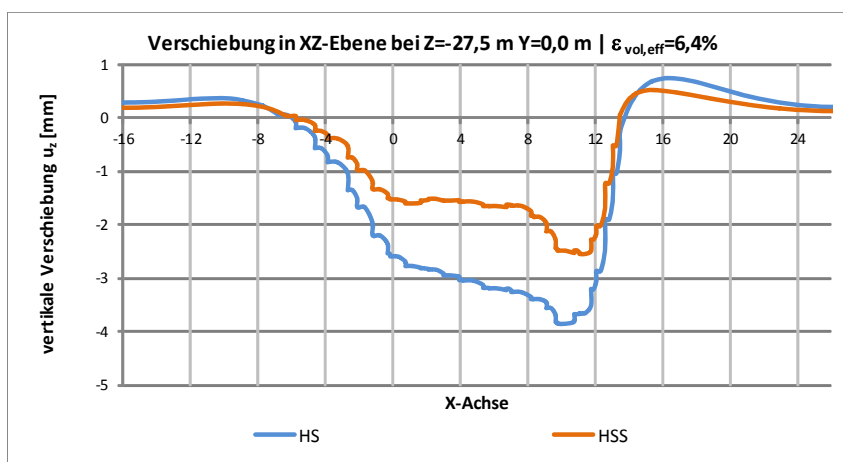


Abb. 38 Vergleich des HS- und HSS-Modell Verschiebung u_z in der XZ-Ebene

Für die weiteren Berechnungen wurde ausschließlich das HSS-Modell (Modell: HSS) verwendet.

4.4 Simulation einer vorgegebenen Zielhebung

Die Erstellung der Phasen zum Erreichen einer vorgegebenen Zielhebung wird im Folgenden beschrieben. Der Einfluss einer steiferen konditionierten Zone wurde ebenfalls untersucht.

4.4.1 Phasen und Auswertung

Durch ein iteratives Vorgehen wurde die Simulation so angepasst, bis eine vordefinierte Hebung der Pfahlköpfe erreicht wurde. Hierzu wurden die Messdaten aus dem Feldversuch herangezogen und eine mittlere Hebung der Pfähle mit 24,5 mm festgelegt. Die Phasen der Injektion sind zu Beginn der Simulation weiterhin mit einer gleichmäßigen volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 2,5 \%$ für alle Injektionselemente vorgegeben. In der Auswertung der Pfahlhebung aus der Simulation wird ersichtlich, zwischen welchen Phasen der Berechnung die vorgegebene mittlere Hebung erreicht oder überschritten wird. Durch die Eingabe neuer Injektionsphasen mit einem feiner abgestuften ε_{vol} wurde der Vorgang wiederholt, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht wurde. Die Auswertung der Hebung erfolgt mit dem *Curves manager* in zuvor definierten Punkten der Pfahlköpfe.

Die Eingabe der volumetrischen Dehnung von insgesamt $\varepsilon_{vol} = 17 \%$ ergab effektiv $\varepsilon_{vol,eff} = 12 \%$ und eine mittlere Hebung von 25 mm. Durch die Mittelung der einzelnen Pfähle weichen diese im Einzelnen ab (siehe Abb. 39 und Abb. 40). Dass die Hebung in jedem Pfahlkopf nicht genau erreicht wurde, beruht zum Teil auf der gleichmäßigen volumetrischen Dehnung der Injektionselemente und homogenisierten Abbildung des Bodens. Ein weiterer Aspekt ist, dass durch die Modelldiskretisierung für die Voruntersuchungen alle Injektionspunkte je Bohrung im Modell in einem Volumen zusammengefasst wurden. Die tatsächliche Injektion in einzelnen Abschnitten der Bohrung kann in diesem Modell nicht abgebildet werden.

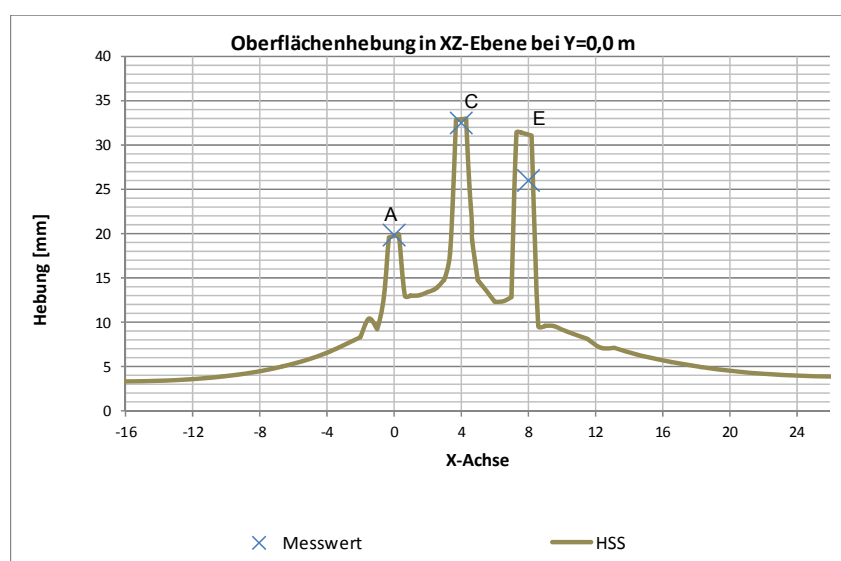


Abb. 39 Vergleich der Hebung aus Simulation mit dem Messwert von Pfahl A, C und E

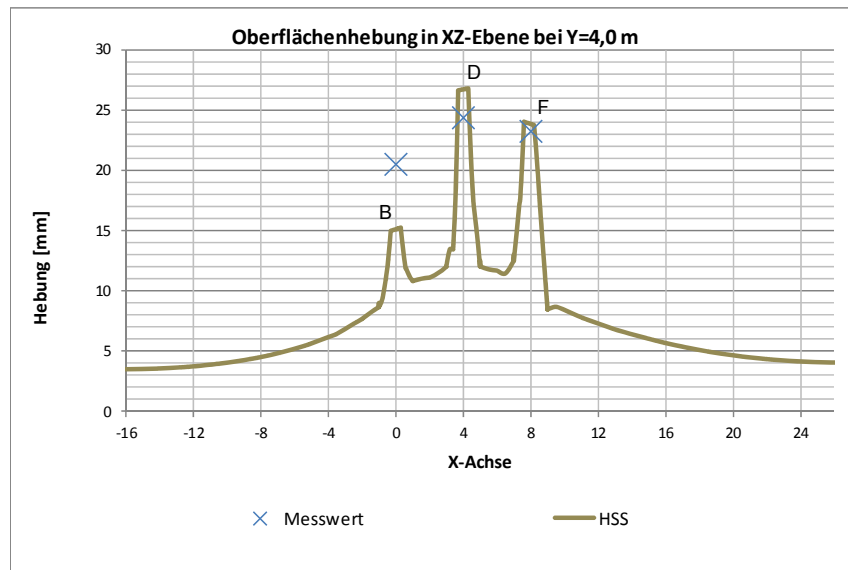


Abb. 40 Vergleich der Hebung aus Simulation mit dem Messwert von Pfahl B, D und F

Ein Vergleich der Hebung von gemessenen Geländepunkten und dem Modell zeigte, dass die Geländehebung im Modell geringer ist. Als Vergleichswerte wurden die Messpunkte auf der linken Seite des Feldversuchs herangezogen (Abb. 41 und Abb. 42).

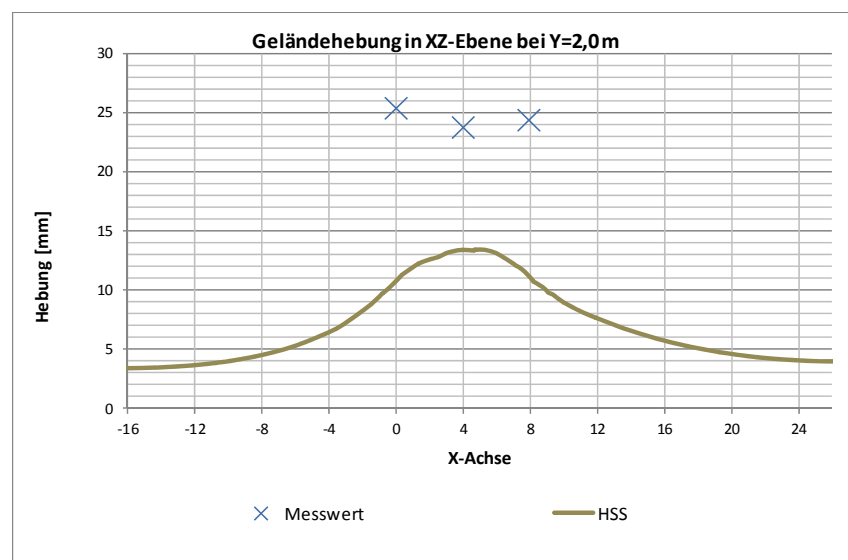


Abb. 41 Vergleich der Geländehebung aus Simulation mit dem Messwert; XZ-Ebene Y=2,0 m

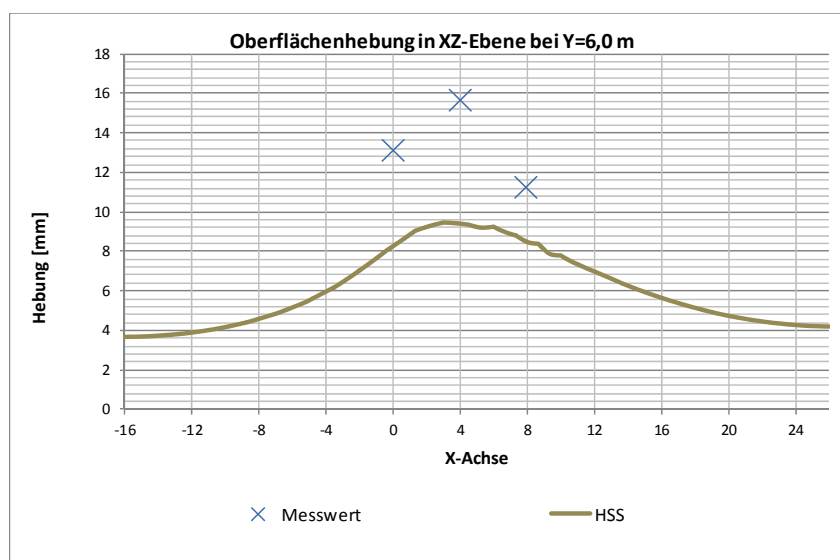


Abb. 42 Vergleich der Geländehebung aus Simulation mit dem Messwert XZ-Ebene Y=6,0 m

In dieser Arbeit wurde eine minimale Eingabegröße von $\varepsilon_{vol} = 0,25 \%$ verwendet, womit eine ausreichend genaue Steuerung der Hebungssimulation durchgeführt wurde. Die zulässige Abweichung des Simulationswertes zum Zielwert der Hebung wurde mit ca. $\pm 0,5$ mm festgelegt. Eine größere Genauigkeit war aufgrund der Vereinfachungen im Modell nicht angebracht.

4.4.2 Variation der konditionierten Zone

Der konditionierte Boden mit den *soil frags* wird durch die konditionierte Zone im Modell abgebildet. Wie zuvor in Abschnitt 2.1 beschrieben, kann je nach Bodenbeschaffenheit und Injektionsmenge eine unterschiedliche Verbesserung der Steifigkeit erzielt werden. Im Folgenden wird die Auswirkung einer höheren Steifigkeit der konditionierten Zone untersucht. Eine Variation der Steifigkeit um 50 % zeigte keinen deutlichen Einfluss, aus diesem Grund wurden die Modelle mit 1,5-facher (Modell: HSS 1,5-fach) und 10-facher (Modell: HSS 10-fach) Steifigkeit des umliegenden Bodens gewählt.

Die Berechnung wurde bis zum Erreichen der Zielhebung, welche als Basis diente, durchgeführt. Hierzu wurde für das Modell „HSS 1,5-fach“ ein Gesamtwert von $\varepsilon_{vol} = 17 \%$ und für das Modell „HSS 10-fach“ ein Gesamtwert von $\varepsilon_{vol} = 21,75 \%$ aufgebracht. Davon konnten $\varepsilon_{vol,eff} = 12 \%$ effektiv aufgebracht werden. Auszugsweise ist in Abb. 43 die Hebung für beide Modelle angeführt.

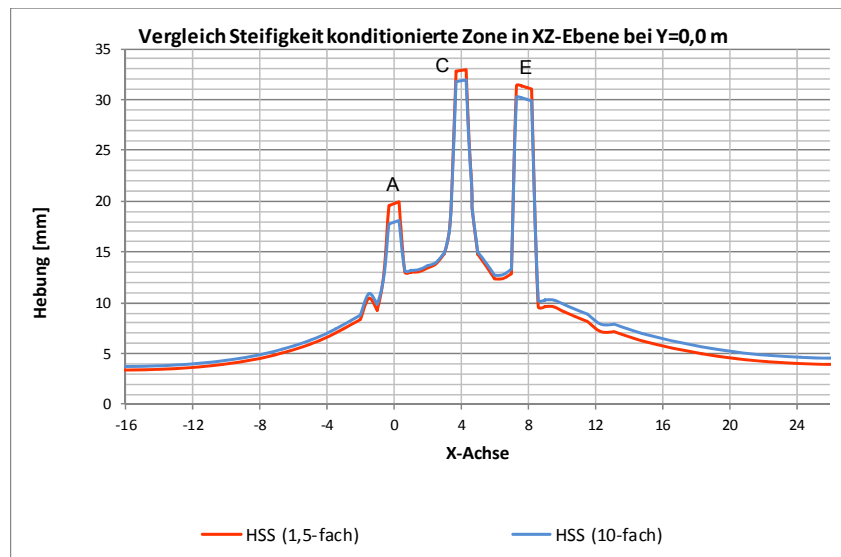


Abb. 43 Hebung bei konditionierter Zone mit 1,5-facher und 10-facher Steifigkeit des umliegenden Bodenmaterials; XZ-Ebene Y=0,0 m

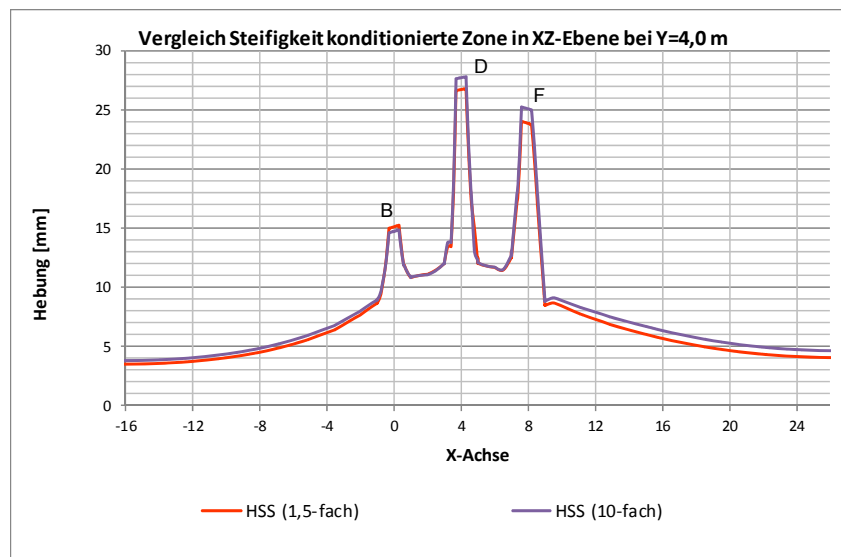


Abb. 44 Hebung bei konditionierter Zone mit 1,5-facher und 10-facher Steifigkeit des umliegenden Bodenmaterials; XZ-Ebene Y=4,0 m

Eine steifere konditionierte Zone führte zu einer minimalen Änderung der Pfahlhebung von maximal 1 mm. In der Symmetrieachse (Abb. 43) wurden die Pfähle des Modells „HSS 10-fach“ minimal geringer gehoben. Außerhalb kam es zu einer geringfügig höheren Pfahlhebung (Abb. 44). Die Hebung erfolgt im Modell „HSS 10-fach“ somit unwesentlich homogener als bei geringerer Steifigkeit des Modells „HSS 1,5-fach“.

Es wurde aufgrund der geringen Änderungen entschieden, die weiteren Berechnungen ausschließlich mit einer 2-fachen Steifigkeit der konditionierten Zone zu berechnen. Eine

10-fache Erhöhung der Steifigkeit ist für den modellierten Boden nicht angebracht, da dieser außerhalb der vorgegebenen Werte nach Falk (1998) ist.

4.5 Lasteinleitung und Modellierung des Oberbaus

In diesem Abschnitt wird auf die unterschiedlichen Modellierungsvarianten des Oberbaus und der Lasteinleitung eingegangen. Es war von Interesse ob diese eine Auswirkung auf die gewünschte Zielhebung hat. Es wurde zwischen drei Varianten unterschieden:

- Oberbau vernachlässigt; Last als Einzelbelastung mit *surface load* auf jeden Pfahl
- Oberbau als *volume element*; Last mit *surface load*
- Oberbau als *beam*; Last mit *line load*

Um den Einfluss aus Eigengewicht außer Acht zu lassen wurde dieses bei sämtlichen zusätzlichen Oberbaustrukturen nahe Null definiert. Die Herstellung des Oberbaus erfolgte in einer eigenen Phase vor der Phase der Lastaufbringung.

4.5.1 Oberbau vernachlässigt (Einzelbelastung *surface load*)

Dies stellt die Basisvariante dar und entspricht dem in Abschnitt 4.1.1 beschriebenen Modell. Die Modellierung inklusive Last ist ebenso diesem Abschnitt zu entnehmen. In Abb. 45 sind die *surface load* Elemente dargestellt, welche direkt auf den Pfahlköpfen aufgebracht sind.

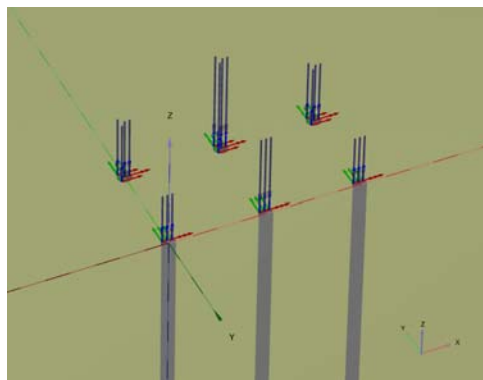


Abb. 45 *Surface load* bei vernachlässigter Oberbaustruktur

4.5.2 Oberbau als Volumen (*surface load*)

In dieser Variante wird der Oberbau aus einem Volumen (siehe Abb. 46) modelliert, welches sich auf den Pfahlköpfen befindet. Um der Wirkungsweise einer Pfahl-Plattengründung zu entgegen, wurden die Pfähle 0,5 m über die Geländeoberfläche

verlängert. Die Materialeigenschaften der 0,3 m dicken Platte sind in Tab. 4 gelistet. Das Volumenelement bildet eine starre Verbindung zwischen Pfahlköpfen und Platte ab und nicht wie im Feldversuch ausgeführte, frei aufliegende Stahlträger.

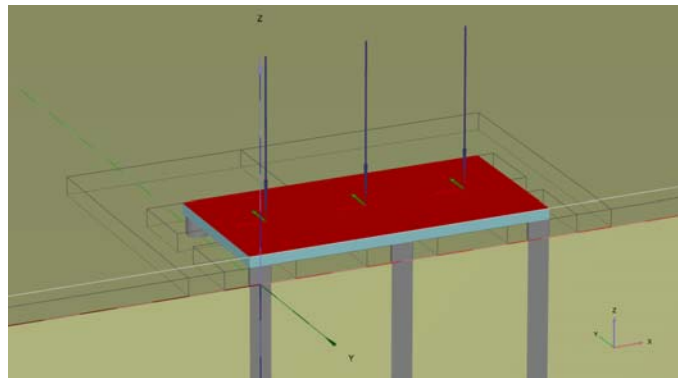


Abb. 46 Oberbau als Volumen mit *surface load*

Die Last wurde über ein *surface load* Element aufgebracht. Die Umlegung auf die Fläche ergab eine gleichmäßige Flächenlast von $\sigma_z = -43,78 \text{ kN/m}^2$. Durch die neu modellierten Strukturen und die anschließende Netzgenerierung kam es zu einer leichten Erhöhung der Elementanzahl auf 108.000 Elemente.

4.5.3 Oberbau als Trägerrost (*line load*)

Als dritte Variante wurde eine Modellierung des Oberbaus als Trägerrost betrachtet. Der Oberbau wurde mit *beam* Elementen und die Lastaufbringung mit *line load* Elementen modelliert (siehe Abb. 47).

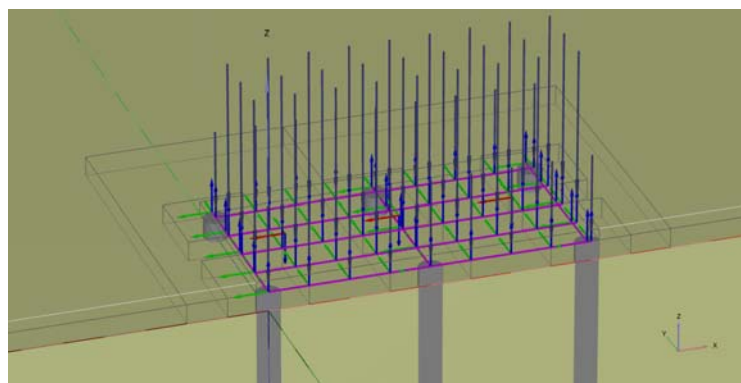


Abb. 47 Oberbau als Trägerrost mit *line load*

Die Belastung von $\sigma_z = -50,0 \text{ kN/m}$ wurde auf den Hauptträgern aufgebracht. Die Randträger wurden mit der Hälfte belastet. Die Materialkennwerte der *beam* Elemente sind in Tab. 5 (Abschnitt 4.1.1) angegeben. Für die Hauptträger wurde ein HEA 300 und für die Nebenträger ein HEA 180 gewählt. Zwischen den mittleren zwei Pfählen sind zwei

Hauptträger vorhanden, was mit der doppelten Trägheit bei den Materialkennwerten berücksichtigt wurde. Die erneute Netzgenerierung führte bei dieser Variante zu einer Erhöhung auf 109.000 Elemente.

4.5.4 Vergleich der Ergebnisse und Beurteilung

Mit den einzelnen Varianten wurden, bis die mittlere Pfahlhebung mit einer Genauigkeit < 1 mm erreicht wurde, Berechnungen durchgeführt. Davon ausgehend wurde das Hebungsverhalten der Gruppe, einzelner Pfähle und des Geländes verglichen. Die Ergebnisse sind in Abb. 48 bis Abb. 52 gezeigt. Die Auswertung der effektiven volumetrischen Dehnungen zeigte, dass alle drei Modelle einen Wert von $\varepsilon_{vol,eff} = 11,5$ % mit Abweichungen $< 0,5$ %, bei erreichter Zielhebung aufwiesen. Die aufgebrachte volumetrische Dehnung in dem jeweiligen Modell betrug dabei:

- HSS $\varepsilon_{vol} = 17,00$ %
- HSS Volumen $\varepsilon_{vol} = 16,50$ %
- HSS Träger $\varepsilon_{vol} = 16,75$ %

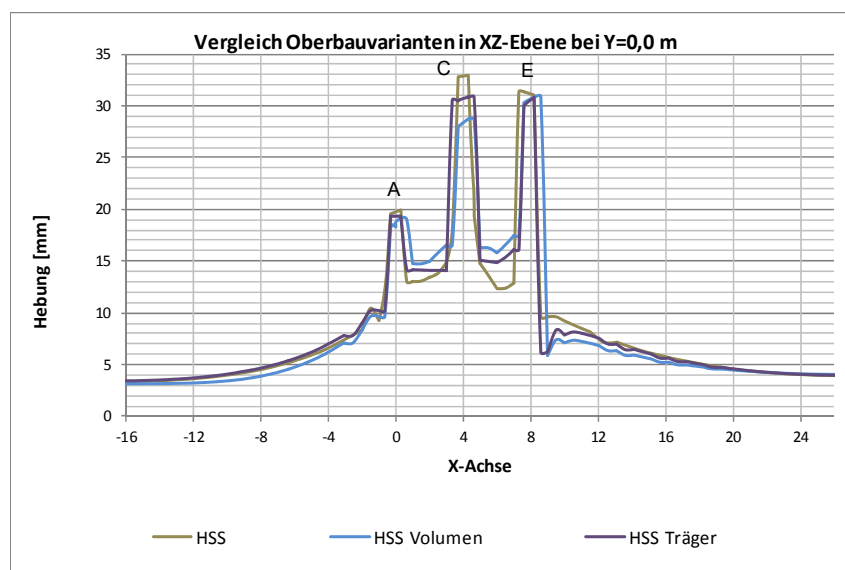


Abb. 48 Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Pfahlhebung; XZ-Ebene $Y=0,0$ m

Die Pfähle in der Symmetrieebene zeigten, dass der mittlere Pfahl C bei Modellierung ohne Oberbau die größte Hebung erfährt. Ohne Oberbau kommt es zu keiner Umlagerung der Belastung infolge von Hebungen. Hingegen zeigten die Modelle mit Oberbau, dass Pfahl C eine geringere Hebung erreichte. Bei diesen Modellen war eine Lastumlagerung bei ungleichmäßigen Hebungen möglich. Die weitere Auswirkung der

Lastumlagerung wurde deutlich, da Pfahl C bei der Variante „Oberbau als Volumen“ eine geringere Hebung als bei der Variante „Oberbau als Träger“ erreichte. Grund dafür ist die hohe Steifigkeit der als Volumenelement modellierten Platte.

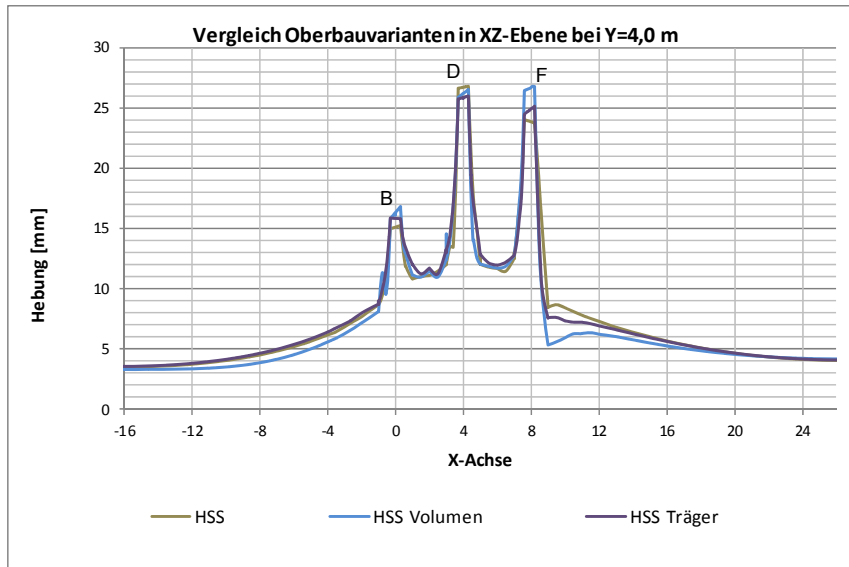


Abb. 49 Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Pfahlhebung; XZ-Ebene Y=4,0 m

Die Pfahlreihe am Rand zeigte ein umgekehrtes Verhalten (Abb. 49). In beiden Modellen mit Oberbau, verglichen mit dem Modell ohne Oberbau, wurden die Eckpfeiler mehr angehoben. Eine Betrachtung aller Pfahlhebungen in Relation zu dem Messwert des Feldversuchs ist in Abb. 50 gegeben und zeigt, dass die Eckpfeiler B und F die größte Abweichung zur gemessenen Hebung aufzeigen.

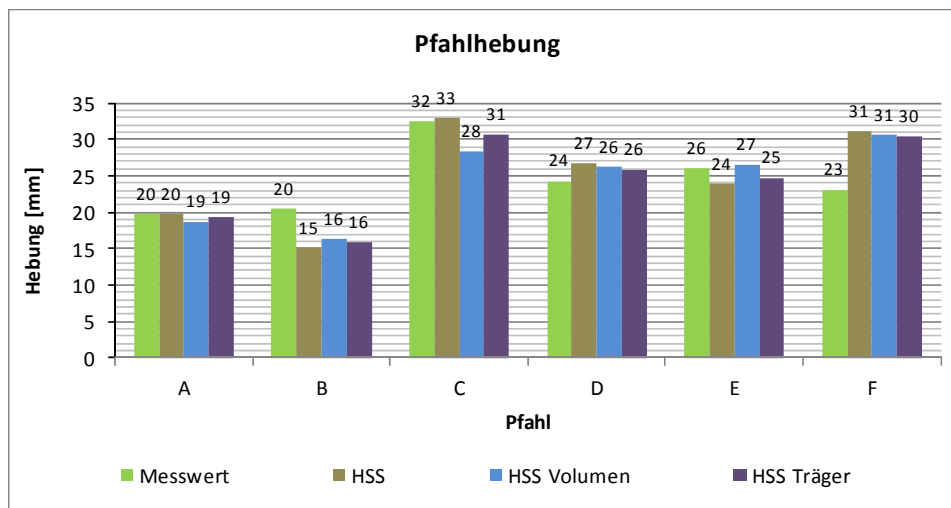


Abb. 50 Pfahlhebung im Vergleich der Modellvarianten inklusive Messwert

Die Gruppenwirkung ist ebenso in der Geländehebung ersichtlich. Pfahl C erlangt bei modelliertem Oberbau weniger Hebung, das Gelände nahe dem Pfahl eine größere Hebung. Das bedeutet, dass die relative Hebung zwischen Pfahl und umliegenden Gelände, durch den Oberbau, geringer ist. Durch die Gruppenwirkung der Pfähle, welche durch den Oberbau stärker auftritt, ist die relevante Hebung auf den Bereich zwischen den Pfählen beschränkt.

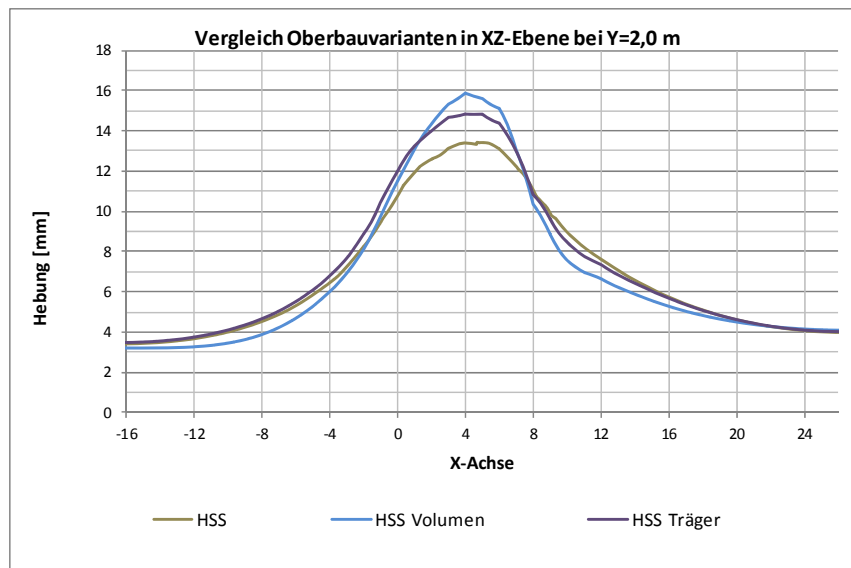


Abb. 51 Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Geländehebung; XZ-Ebene Y=2,0 m

Außerhalb der Pfahlgruppe ist die Veränderung der Geländehebung durch die Modellierung eines Oberbaus vernachlässigbar klein.

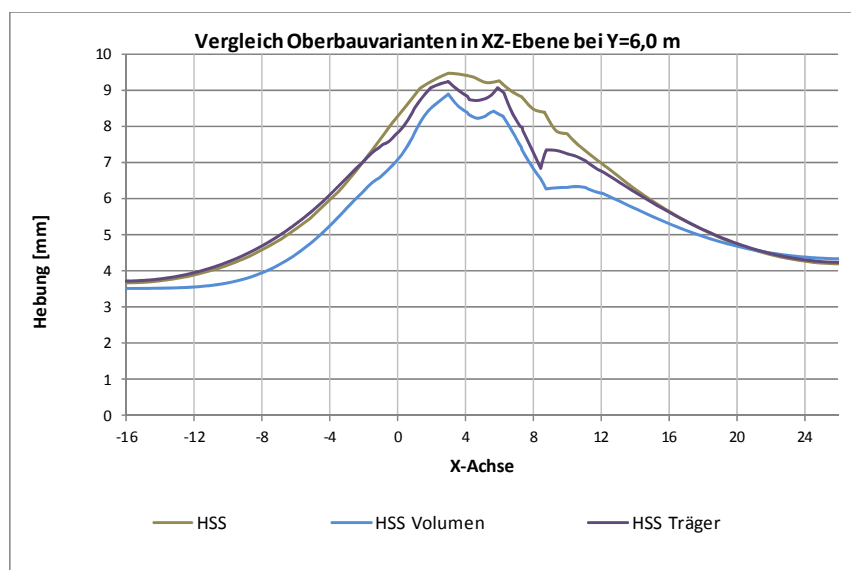


Abb. 52 Auswirkung der Oberbaumodellierung auf die Geländehebung; XZ-Ebene Y=6,0 m

Die unterschiedlichen Varianten der Modellierung des Oberbaus zeigten, dass es zu vergleichbaren Ergebnissen kam. Die Hebung der Eckpfähle hatte in allen Varianten die größte Abweichung zum Messwert, wodurch dafür der modellierte Oberbau als Ursache wegfällt. Vorausblickend auf die Untersuchungen in Kapitel 5 war es nicht angebracht, die Varianten „HSS“ oder „HSS Volumen“ aufgrund ihrer modellierten Lasteintragung zu verwenden.

Für die weitere Modellbetrachtung wurde aufgrund der gewonnenen Ergebnisse das Modell „HSS Träger“ gewählt. Dieses ermöglicht eine Lastverteilung zwischen den Pfählen bei ungleicher Hebung. Durch die modellierten Träger ist keine starre Verbindung wie bei einem Volumenelement vorhanden.

5 Erweiterte numerische Untersuchung

Die erstellten Modelle für die erweiterte numerische Untersuchung, welche für diesen Abschnitt erstellt wurden, sind in Tab. 6 gelistet.

Tab. 6 Erstellte Modelle der erweiterten Untersuchung

Modell Name	Verwendet für
Abschnitt 5.1	
B_HSS	mittlere Zielhebung mit angehängter Konsolidierung
Abschnitt 5.2	
B_HSS_drainiert	Drainierte Berechnung
Abschnitt 5.3	
B_HSS_1	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Geländes, nach der Pfahlgruppe
B_HSS_2	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Geländes, zwischen und seitlich der Pfahlgruppe
Abschnitt 5.4	
B_HSS_AB	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung der Pfähle A und B
Abschnitt 5.5	
B_HSS_D	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Pfahls D
Abschnitt 5.6	
B_HSS_D-Last	große Eizellast auf Pfahl D; mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Pfahls D

Das Modell „HSS Träger“ aus Abschnitt 4.5.3 wurde als Basis für das erweiterte Modell B_HSS verwendet. Zusätzliche Änderungen wurden durchgeführt um die erweiterten Untersuchungen (Abschnitt 5 und 6) zu ermöglichen. Bei der neuen Modellgenerierung kam es zu einer Erhöhung der Elementanzahl auf 164.000.

Das neue Modell beinhaltet:

- Unterteilung der Pfahlvolumen um eine variable Länge zu simulieren
- Anschluss des Oberbaus zu den Pfählen durch *hingeb* modelliert
- Unterteilung der 12 Injektionsvolumen in je vier Injektionsvolumen (gesamt 48 Injektionselemente)

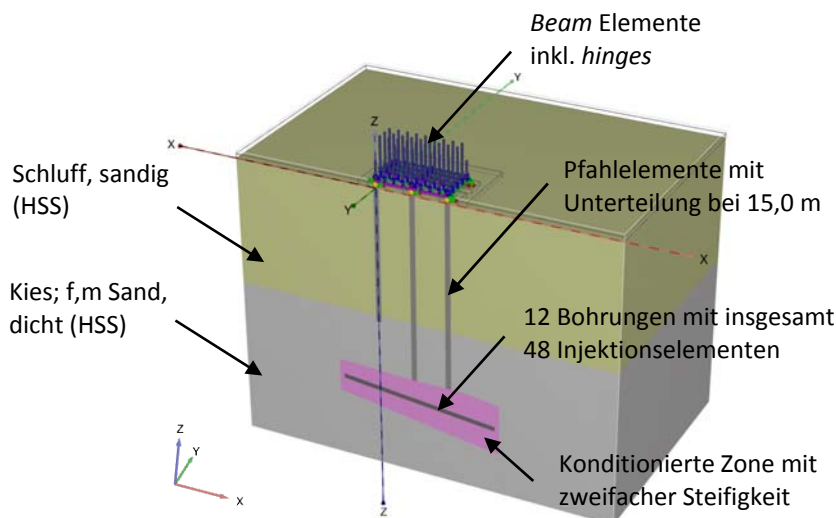


Abb. 53 Modell B_HSS mit Beschreibung

5.1 Vergleich undrainierte - drainierte Bedingung und Konsolidierung

Die Injektionen des Hebungsverfahrens erfolgten unterhalb des Grundwasserspiegels im vollgesättigten Boden. Besitzt der sandige dicht gelagerte Kies eine hohe Durchlässigkeit und wird der Injektionsdruck langsam aufgebracht, kann drainiertes Verhalten angenommen werden. Wird der Injektionsdruck verhältnismäßig schnell aufgebracht bzw. hat der Boden eine geringe Durchlässigkeit, kann undrainiertes Verhalten vorausgesetzt werden. In diesem Fall entsteht Porenwasserüberdruck und eine anschließende Konsolidierung tritt auf.

In der Berechnung für den drainierten Zustand wurde in allen Phasen die Option *Ignore undrained behaviour* aktiviert. Die Phasen der Hebungssimulation wurden angeglichen bis die Zielhebung erreicht wurde.

Für den undrainierten Zustand wurde nach Erreichen der Zielhebung eine Phase vom Typ *Consolidation* angehängt. Die Belastungsart wurde mit *Minimum excess pore pressure* bis zum Abbauen des Porenwasserüberdrucks auf $1,0 \text{ kN/m}^2$ definiert.

In Abb. 54 und Abb. 55 ist zu sehen, dass die Pfähle C bis F unter drainierten Bedingungen stärker angehoben werden als unter undrainierten Bedingungen. Bei den Pfählen A und B wurde eine geringere Hebung erreicht.

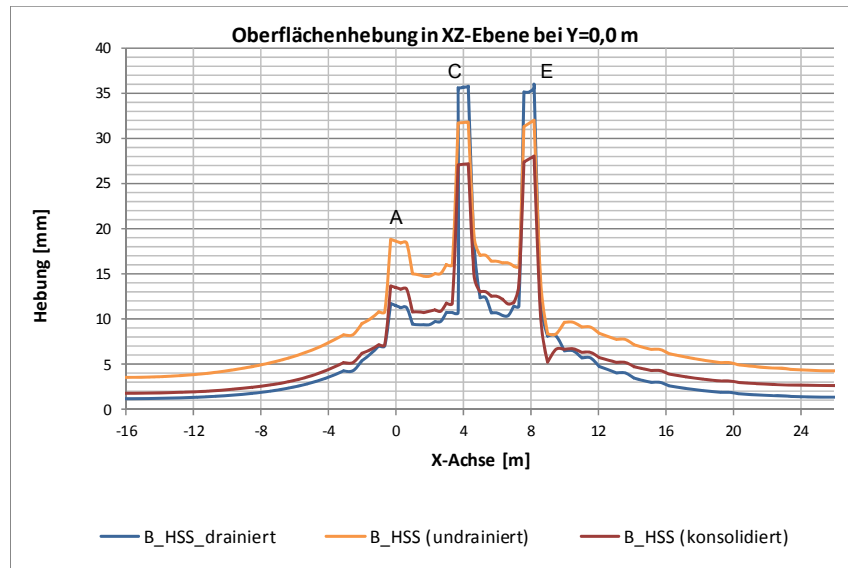


Abb. 54 Hebung der Modelle „B_HSS“ und „B_HSS_drainiert“, XZ-Ebene bei Y=0,0 m

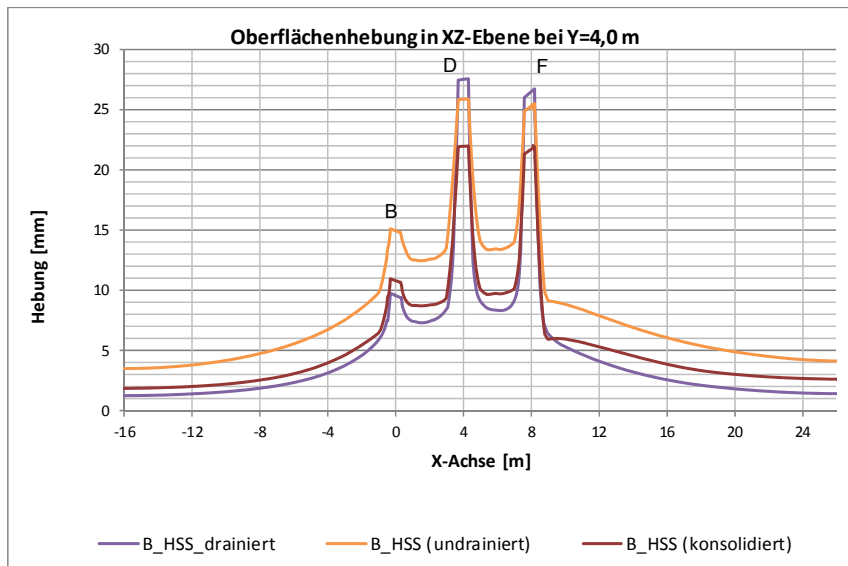


Abb. 55 Hebung der Modelle „B_HSS“ und „B_HSS_drainiert“, XZ-Ebene bei Y=4,0 m

Im Modell „B_HSS“ wurde eine volumetrische Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 18,75\%$ aufgebracht, wovon effektiv $\varepsilon_{vol,eff} = 13\%$ umgesetzt wurden. Im Vergleich dazu wurde bei Modell „B_HSS_drainiert“ ein Wert von $\varepsilon_{vol} = 25,25\%$ aufgebracht und $\varepsilon_{vol,eff} = 18\%$ effektiv umgesetzt. Die Geländehebung ist in der drainierten Berechnung trotz größerer effektiv aufgebraachter volumetrischer Dehnung geringer, da ein Teil des Volumens durch Kompression der Bodenschichten aufgenommen wird. In der undrainierten Simulation ist das nicht möglich, weshalb es bereits bei geringerer volumetrischer Dehnung der Injektionselemente zu einer Hebung kommt.

Im Modell „B_HSS“ wurde nach erreichter mittlerer Pfahlhebung eine Phase zur Konsolidierung angehängt. Dabei wurde der Druckabbau bis zu einem minimalen Porenwasserüberdruck von 1 kN/m^2 berechnet. Das Modell zeigte ein gleichmäßiges Setzen der Pfähle und des Geländes. Es wurde eine Setzung von ca. 4 mm erreicht, welche nach 4 Tagen bei abgebauten Porenwasserüberdruck berechnet wurde.

Die gemessene mittlere Setzung, in einer fünftägigen Injektionspause, war ca. 2 mm. Die Simulation dieser fünftägigen Pause bei vergleichbarer erreichter mittlerer Pfahlhebung im Modell zeigte eine Pfahlsetzung von 3 mm.

5.2 Schnittkräfte zufolge des Hebungsverfahrens

Durch die Verwendung der neuen Programmversion von PLAXIS 3D Output AE können die Schnittkräfte in einem Volumenelement ausgewertet werden.

Eine Auswertung der Schnittkräfte in den Pfählen erfolgte bei dem Model „B_HSS“ und wurde bei unterschiedlichen Berechnungsphasen durchgeführt. Es erfolgte die Auswertung der Schnittkräfte nach der Lastaufbringung (LF 1: Last). Eine weitere wurde bei erreichter Zielhebung (LF 2: Zielhebung) durchgeführt. Aus der Differenz der beiden Lastfälle ergaben sich die zusätzlichen Schnittkräfte aufgrund des Hebungsverfahrens. Das für die Auswertung verwendete lokale Koordinatensystem der Pfähle ist in Abb. 56 dargestellt.

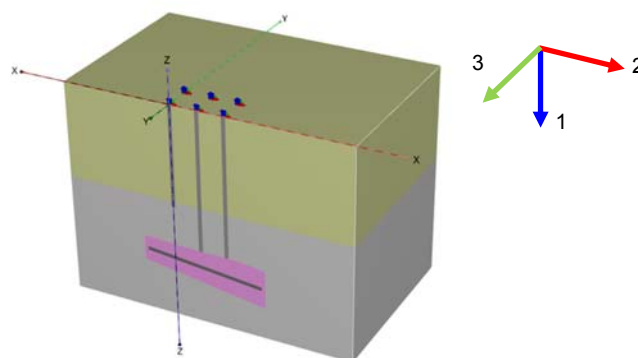
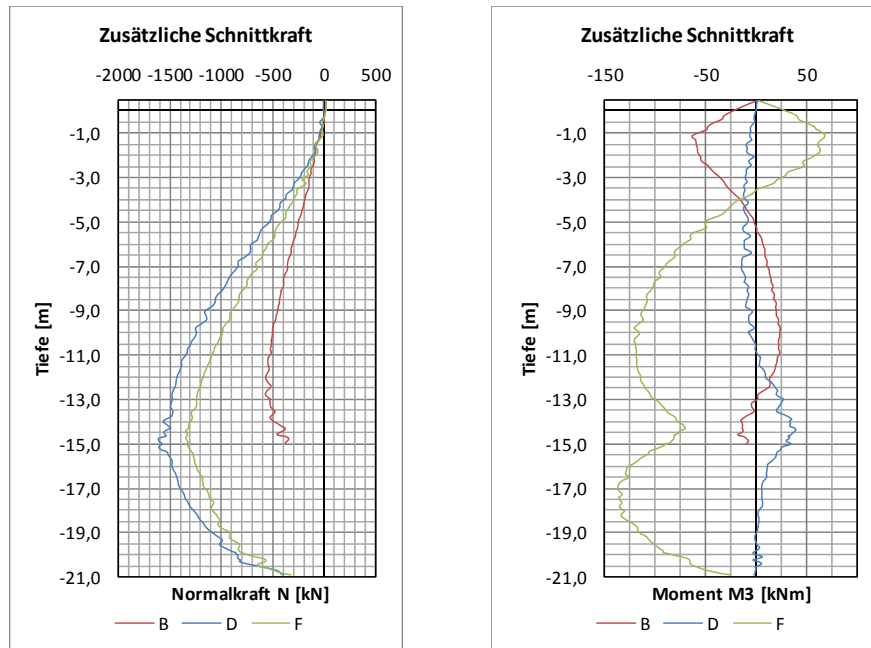
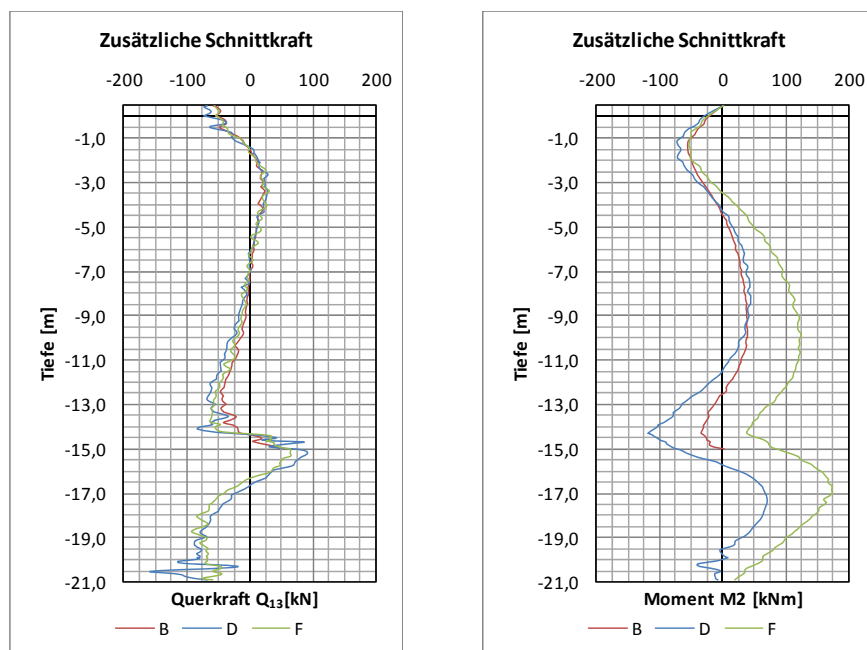


Abb. 56 Lokale Koordinatensystem der Schnittkraftauswertung

In Abb. 57 und Abb. 58 sind die zusätzlichen Schnittkräfte auszugsweise, für Pfähle B, D und F dargestellt. Eine vollständige Auswertung ist im Anhang 10.2 enthalten.

Abb. 57 Normalkraft und Moment M_3 in den Pfählen B, D und F infolge des HebungsverfahrensAbb. 58 Schnittkräfte Q_{13} und M_2 in den Pfählen B, D und E infolge des Hebungsverfahrens

ANMERKUNG: Der sprunghafte Schnittkraftverlauf der Querkraft tritt am Pfahlende und bei dem Übergang der unterschiedlichen Bodenschichten auf. Die Funktion *Structural forces in volumes* war erst in einer neuen Programmversion verfügbar (Brinkgreve et al. 2015), welche erst nach Durchführung der Berechnungen verwendet wurde. Diese stand erst während des Erstellen dieser Arbeit zur Verfügung, daher wurden die Modelle und bereits durchgeführte Berechnungen beibehalten. Das Auswerten der Schnittkraft, mit

der *Structural forces in volumes* Funktion, entlang einer Linie in Volumen der Symmetrieachse ist nicht möglich. Dies betrifft die Pfähle A, C und E.

5.3 Gezielte Hebung der Geländeoberfläche

Aufgrund der Abweichungen, welche in Kapitel 4.4 bei der Geländehebung zwischen Messwert und Modell festgestellt wurden, galt es zu überprüfen, ob eine gezielte Geländehebung möglich ist. Es erfolgte eine erweiterte Hebungssimulation nach Erreichen der vorgegebenen mittleren Pfahlhebung, aufbauend auf die undrainierte Berechnung aus Kapitel 5.1. Dafür wurden ausgewählte Injektionselemente mit einer volumetrischen Dehnung zusätzlich belastet. Diese wurden je nach Lage der gewünschten Hebung ausgewählt. Hierzu wurden zwei Varianten festgelegt. In Variante eins (Modell: B_HSS_1) sollte das Gelände hinter der Pfahlgruppe angehoben werden. Dazu wurden die Injektionselemente welche sich am Ende der Bohrung befanden beaufschlagt. In Variante zwei (Modell: B_HSS_2) sollte das Gelände zwischen und seitlich der Pfähle angehoben werden. Hierzu wurden gesamte Gruppen von Injektionselementen, welcher einer Bohrung entsprechen, gewählt.

5.3.1 Phasen der Berechnung

Die Berechnung der Geländehebung wurde basierend auf Simulation der erreichten Zielhebung aufgebaut. Für die erste Variante wurden die in Abb. 59 (a) und für die zweite Variante die in Abb. 59 (b) markierten Injektionselemente mit einer volumetrischen Dehnung belastet. Die Belastung wurde in Phasen zu $\varepsilon_{vol} = 2,5 \%$ bis zu einer gesamt Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 30\%$ bei den gewählten Elementen durchgeführt.

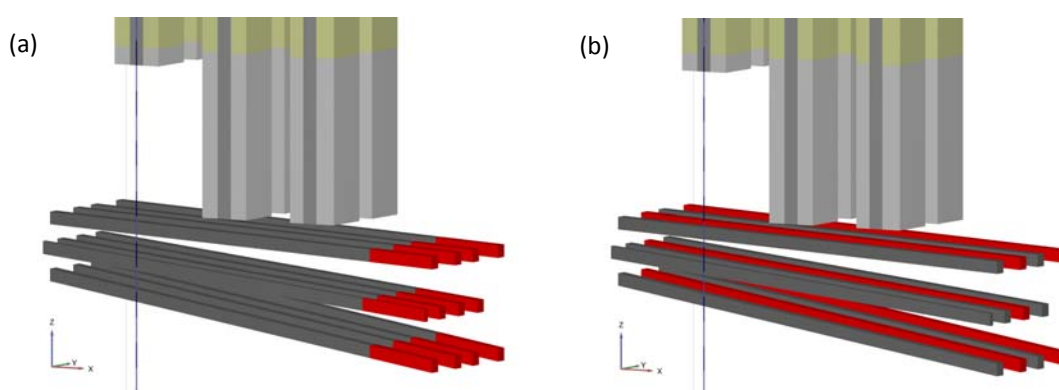


Abb. 59 (a) Variante eins: Geländehebung hinter der Pfahlgruppe
(b) Variante zwei: Geländehebung zwischen und seitlich der Pfahlgruppe

5.3.2 Ergebnis

Ein alleiniges Anheben der Geländeoberfläche hinter der Pfahlgruppe war nicht möglich. In Variante eins erfuhr die Geländeoberfläche, welche sich direkt über den Injektionselementen mit zusätzlicher volumetrischer Dehnung befand, keine zusätzliche Hebung. Die erreichte Hebung zwischen der Pfahlgruppe betrug ca. 2 mm (Abb. 60) und neben der Pfahlgruppe 1 mm. Die Hebung auf der gegenüberliegenden Seite der gewünschten Position betrug weniger als 1 mm. Die Pfähle wurden mit 1-5 mm angehoben. Mit abnehmenden Pfahlabstand zu den Injektionselementen nahm deren Hebung ebenfalls ab (Abb. 61).

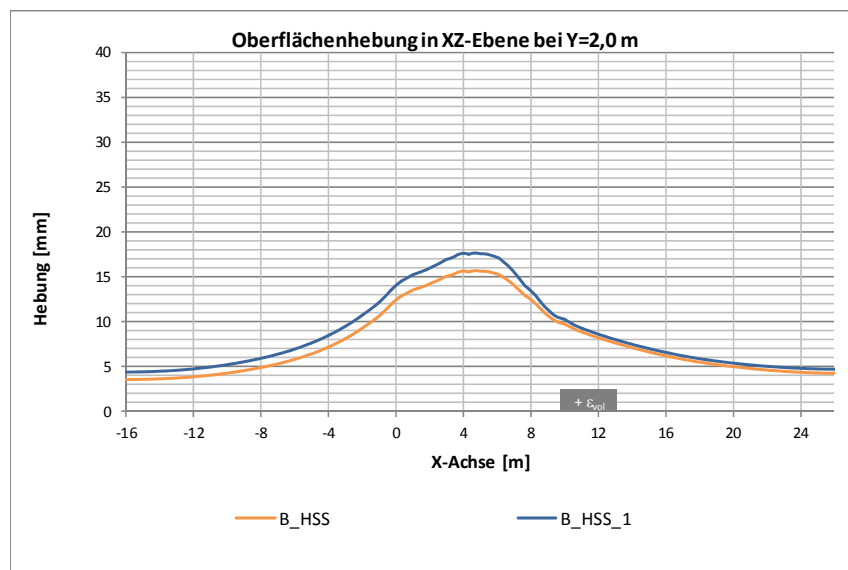


Abb. 60 Variante eins: Geländehebung zwischen den Pfählen; XZ-Ebene bei Y=2,0 m

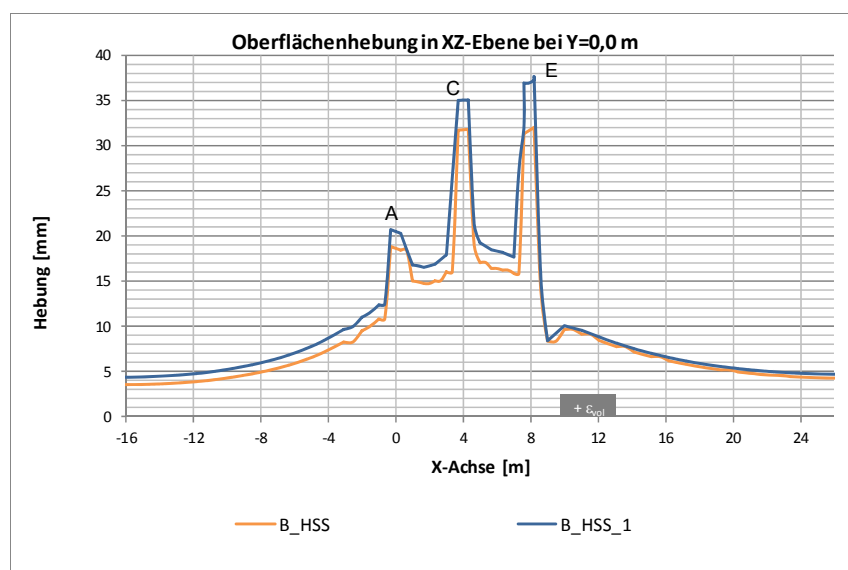


Abb. 61 Variante eins: Gelände- und Pfahlhebung; XZ-Ebene bei Y=0,0 m

Variante zwei zeigte in Abb. 62 und Abb. 63 ein Verhalten bei dem das Gelände und die Pfähle gesamt gehoben wurden. Durch den geringen Abstand der einzelnen Injektionselemente in der konditionierten Zone ist eine gezielte Hebung der Geländeoberfläche, zwischen oder seitlich der Pfähle, nicht möglich.

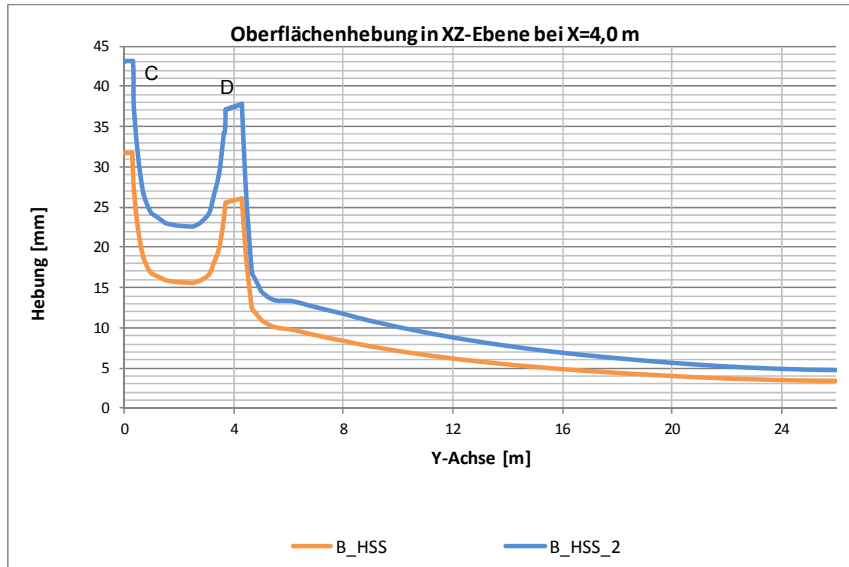


Abb. 62 Variante zwei: Gelände- und Pfahlhebung; YZ-Ebene bei X=4,0 m

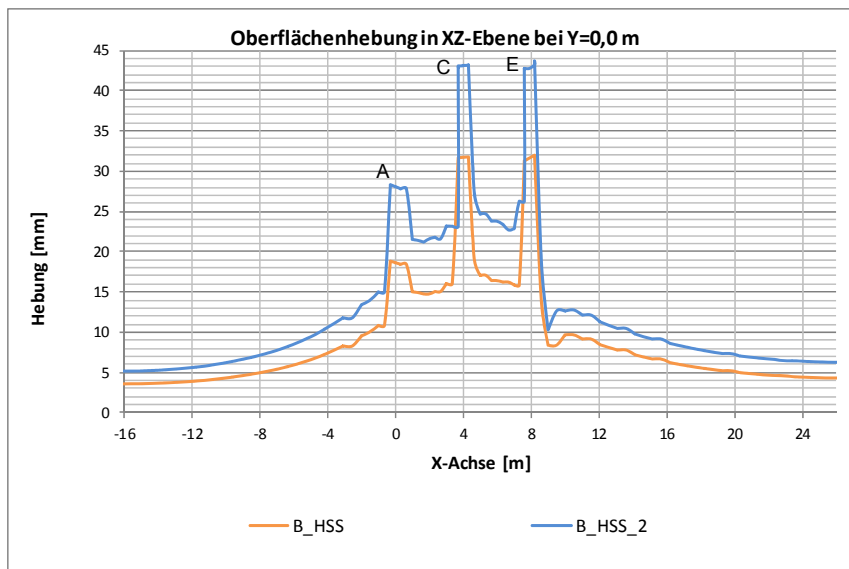


Abb. 63 Variante zwei: Gelände- und Pfahlhebung; XZ-Ebene bei Y=0,0 m

Aufgrund der Ergebnisse wurden die Berechnungen abgewandelt und die volumetrische Dehnung nur auf den Injektionselementen innerhalb der obersten konditionierten Zone aufgebracht, wobei dasselbe Verhalten beobachtet werden konnte.

5.4 Gezielte Hebung der Pfähle A und B

Bei Übereinstimmung der mittleren Pfahlhebung von Messung und Modell kam es zu Abweichungen der Pfähle A und B. Diese Pfähle haben verglichen mit den restlichen Pfählen eine kürzere Länge von 15,0 m und somit einen größeren Abstand zur konditionierten Zone. Es wurde untersucht ob eine gezielte, zusätzliche Hebung der Pfähle A und B möglich ist.

5.4.1 Phasen der Berechnung

Die gezielte Hebungssimulation erfolgte wieder nach Erreichen der vorgegebenen mittleren Pfahlhebung. Die Injektionselemente des obersten Fächers, welche sich zu Beginn der Bohrung befinden, wurden bis zu einer gesamten volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 30,0 \%$ belastet. Dies geschah in Phasen zu je $\varepsilon_{vol} = 2,5 \%$.

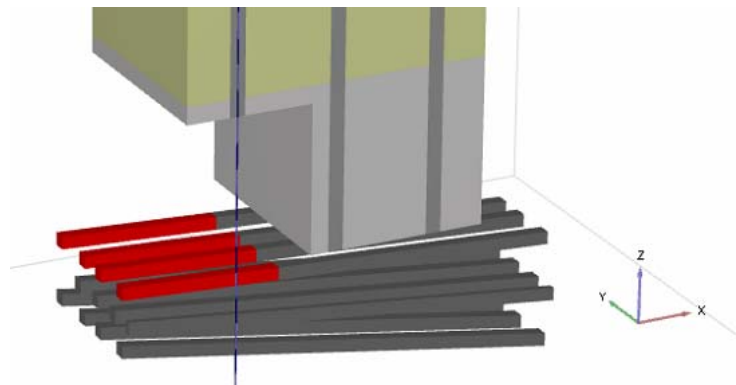


Abb. 64: Gewählte Injektionselemente für gezielte Hebung von Pfahl A und B

5.4.2 Ergebnis

Die Pfähle A und B wurden wie geplant angehoben. Mit zunehmenden Abstand der Pfähle zu den Injektionselementen nahm die Pfahlhebung ab (siehe Abb. 65). Wie in Abb. 66 erkenntlich ist, war die Hebung der Pfähle größer, als die der umliegenden Geländeoberfläche.

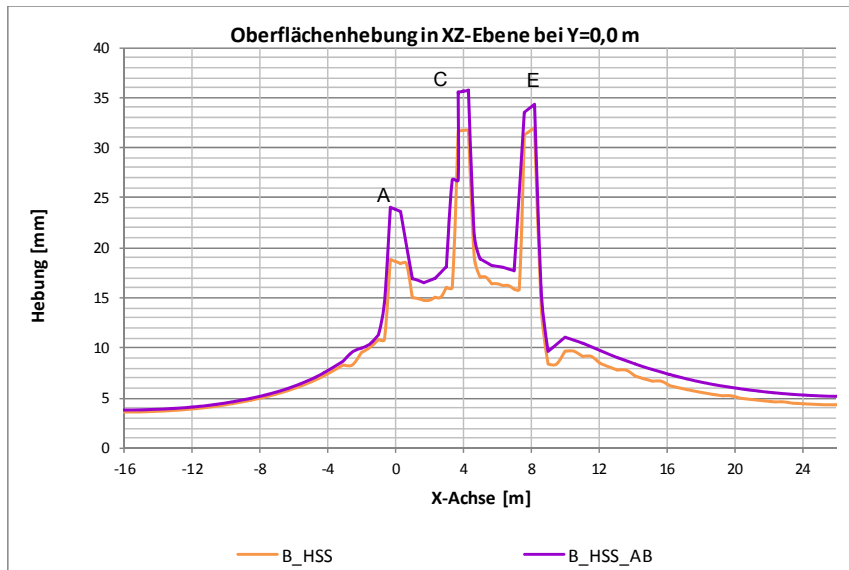


Abb. 65 Gezielte Hebung von Pfahl A und B; XZ-Eben bei Y=0,0 m

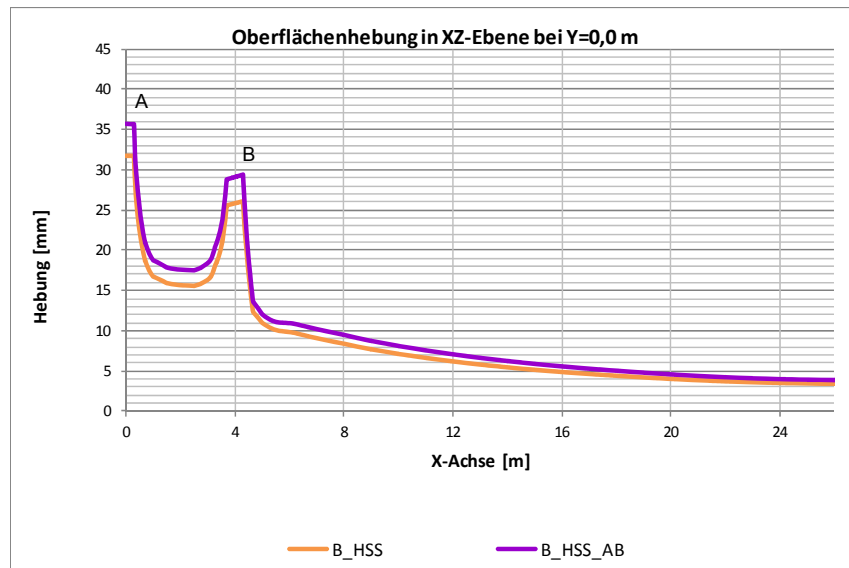


Abb. 66 Gezielte Hebung von Pfahl A und B; YZ-Eben bei X=0,0 m

Von Interesse war, ob durch die Hebung ein zusätzliches Moment in den anliegenden Pfählen entsteht. Die zusätzlichen Schnittkräfte, welche durch die gezielte Hebung entstanden, führten zu einer Erhöhung der Normalkraft in den Pfählen A und B und zugleich zu einer Entlastung der längeren Pfähle C bis F (siehe Abb. 67). Die einseitige volumetrische Dehnung führte zu horizontaler Verschiebung im umgebenden Boden, wodurch zusätzliche Querkräfte auf die Pfahlstruktur entstanden. Mit größerer Entfernung bauten sich diese ab, was im Unterschied von Q_{12} des Pfahls D und F in Abb. 68 deutlich wird. Die entsprechende Biegebelastung ist in Abb. 69 abgebildet.

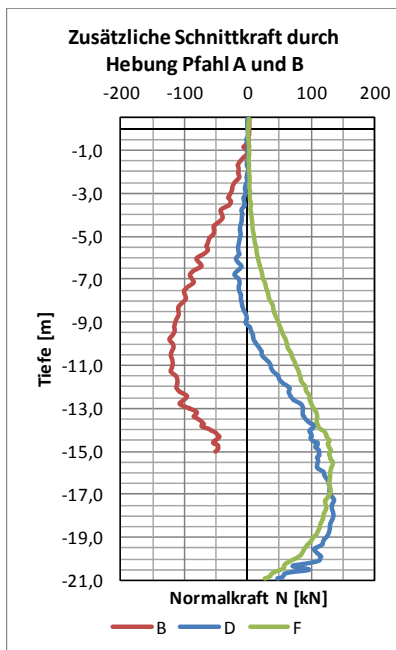


Abb. 67 Zusätzliche Normalkraft durch Hebung Pfahl A und B

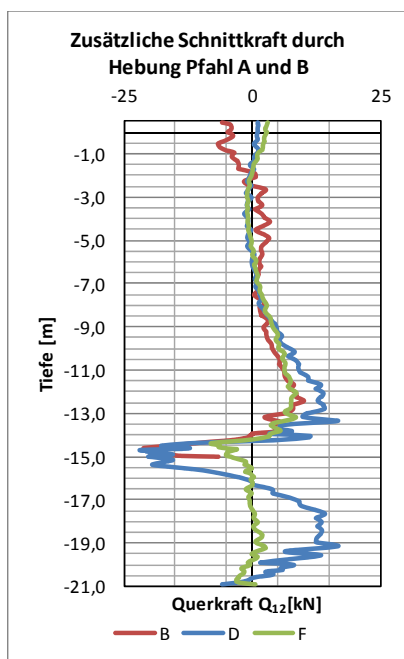


Abb. 68 Zusätzliche Querkraft Q_{12} durch Hebung Pfahl A und B

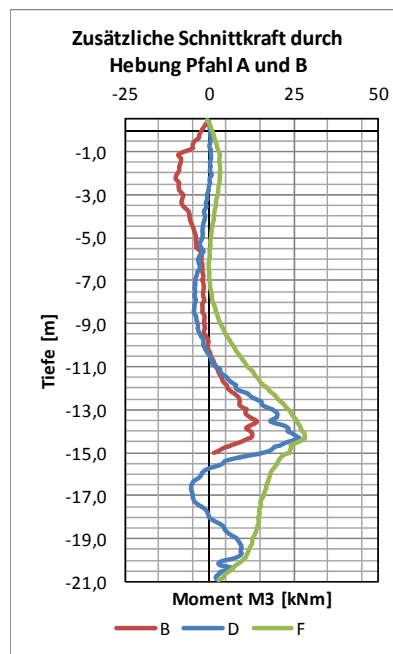


Abb. 69 Zusätzliches Moment M_3 durch Hebung Pfahl A und B

Die zusätzliche Hebung von Pfahl A und B zeigte für Pfahl B eine Zunahme der Normalkraft von bis zu 20 % bei einer zusätzlichen Hebung von ca. 25 %. Eine detaillierte Untersuchung, um eine Korrelation der zusätzlichen Hebung und der Schnittkräfte zu ermitteln, wurde im Zuge dieser Arbeit nicht durchgeführt.

5.5 Gezielte Hebung des Pfahls D

Es wurde überprüft, ob ein gezieltes Anheben eines Pfahls möglich ist, welcher direkt mit der konditionierten Zone abschließt. Pfahl D wurde gewählt, da sich direkt darunter ein Injektionselement befand, welches dafür verwendet werden konnte.

5.5.1 Phasen der Berechnung

Da in diesem Fall nur ein Injektionselement (Abb. 70) zusätzlich beaufschlagt wurde, erfolgte die Gesamterhöhung bis $\varepsilon_{vol} = 80,0 \%$. In Phasen mit je $\varepsilon_{vol} = 2,5 \%$ wurde bis zu einer Gesamtdehnung von $\varepsilon_{vol} = 30,0 \%$ erhöht, danach in Schritten von $\varepsilon_{vol} = 5,0 \%$. Der größere Wert wurde gewählt, da keine Zielhebung mehr erreicht werden sollte und eine Verfeinerung nicht notwendig war.

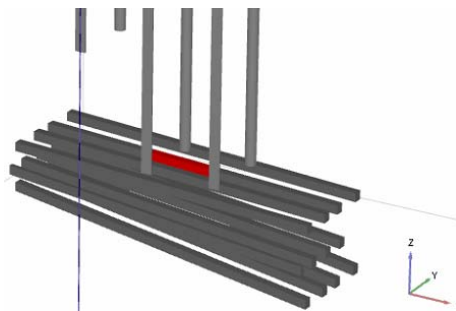


Abb. 70 Injektionselement mit zusätzlicher volumetrischen Dehnung zur Hebung von Pfahl D

5.5.2 Ergebnis

Mit der aufgebrauchten volumetrischen Dehnung konnte eine gezielte Hebung des Pfahls D von 5 mm erzielt werden (siehe Abb. 71). Dabei wurden die restlichen Pfähle um ca. 2 mm mitgehoben. Die Geländeoberfläche, dargestellt in Abb. 72, wurde zwischen den Pfählen um ca. 1-2 mm gehoben, außerhalb der Pfahlgruppe war die Hebung geringer.

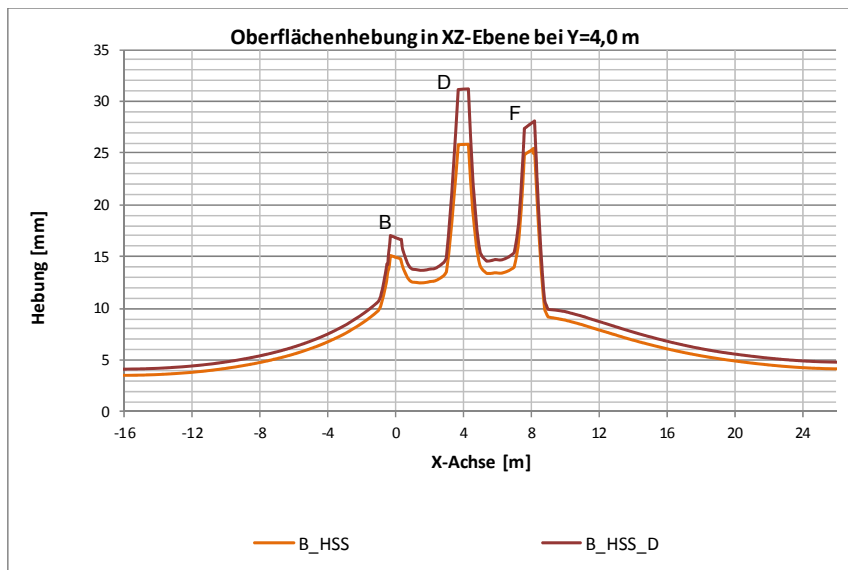


Abb. 71 Gezielte Hebung von Pfahl D; XZ-Ebene bei Y=4,0 m

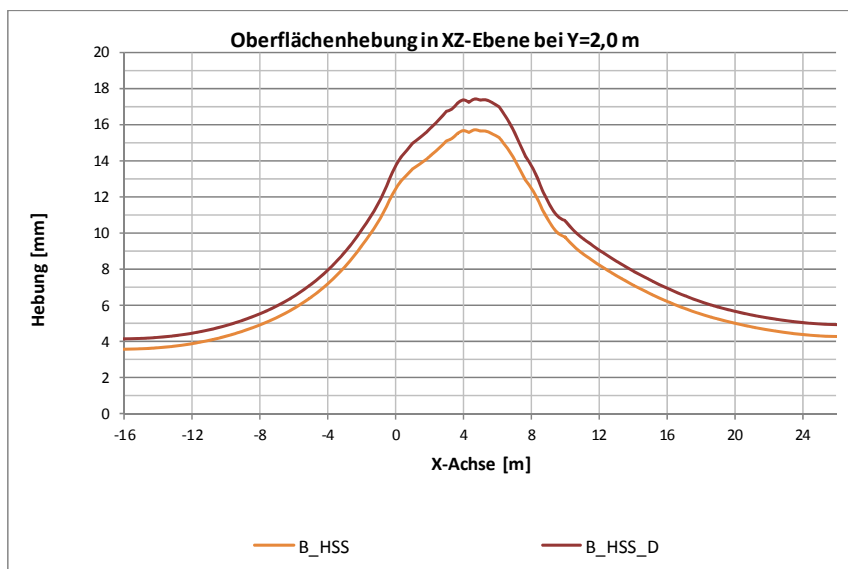


Abb. 72 Gezielte Hebung von Pfahl D; XZ-Ebene bei Y=2,0 m

5.6 Gezielte Hebung des Pfahls D mit hoher Einzelbelastung

Wie bereits in Abschnitt 5.5 galt es auch hier, eine gezielte Einzelhebung, allerdings mit einer zusätzlichen Einzellast, zu simulieren. Um den Einfluss auf die angrenzenden Pfähle und einen Vergleich zum gezielten Hebungsverhalten erkennbar zu machen wurde Pfahl D gewählt.

5.6.1 Phasen der Berechnung

Es wurde eine hohe Belastung von $\sigma_z = -12 \text{ MN/m}^2$ als *surface load* auf Pfahl D hinzugefügt. Diese Last wurde mit der gesamten Belastung der Träger in der ersten Phase der Lastaufbringung aktiviert. Im Anschluss erfolgte eine Berechnung, in welcher die Pfähle generell angehoben wurden. Dazu wurde der selbe Gesamtwert mit $\varepsilon_{vol} = 18,75 \%$ aufgebracht. Darauf folgte eine gezielte Hebung des Pfahls D mit der Vorgehensweise wie in Kapitel 5.5.

5.6.2 Ergebnis

Der Einfluss der Einzellast war bereits bei der Beaufschlagung der gleichmäßigen volumetrischen Dehnung von den Injektionselementen ersichtlich. Aufgrund der hohen Einzellast wurde eine geringere Gesamthebung der Pfähle erreicht, trotz vergleichbaren $\varepsilon_{vol,eff} = 13 \%$. Die gezielte Hebung des Pfahls D wirkte sich auf alle Pfähle aus (siehe Abb. 73). Pfahl C wurde vergleichsweise gleich angehoben wie Pfahl D (siehe Abb. 74).

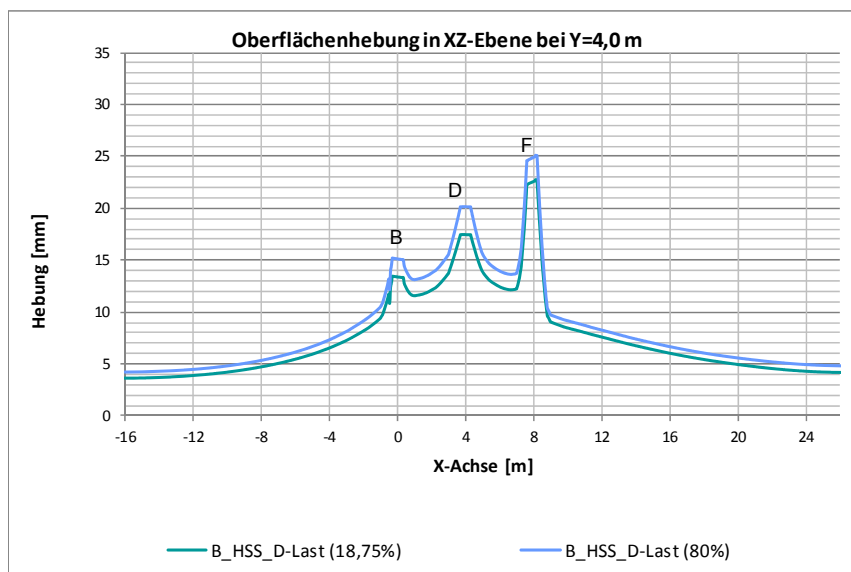


Abb. 73 Gezielte Hebung von Pfahl D unter zusätzlicher Einzellast; XZ-Ebene bei Y=4,0 m

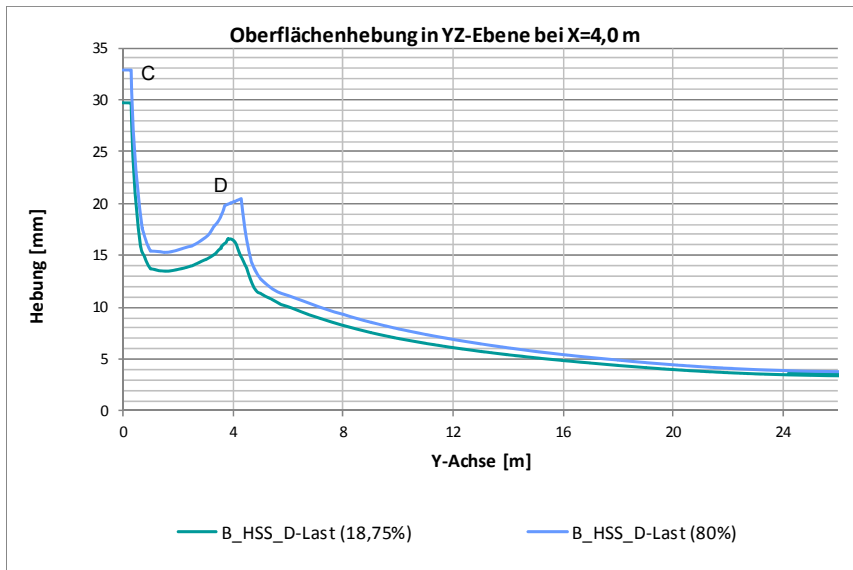


Abb. 74 Gezielte Hebung von Pfahl D unter zusätzlicher Einzellast; YZ-Ebene bei Y=4,0 m

6 Numerische Untersuchung bei einem Bodenmodell mit weichem Ton

Die Bodenschichten wurden zu Beginn der Arbeit in einem zweischichtigen Bodenmodell idealisiert abgebildet. Es wurde untersucht, wie sich die Pfahlgruppe in weichem Ton verhält. Die Möglichkeit einer Konfiguration der Pfahllänge wurde bereits im Modell „B_HSS“ berücksichtigt. Die Modelle, welche in diesem Kapitel untersucht wurden, sind in Tab. 7 gelistet.

Tab. 7 Erstellte Modelle der Untersuchung mit weichem Ton

Modell Name	Verwendet für
Abschnitt 6	
C_HSS	Pfahllänge 15,0 m; mittlere Zielhebung berechnet
Abschnitt 6.1	
C_HSS_1	Pfahllänge 15,0 m; obere Bodenschicht aus weichem Ton; mittlere Zielhebung berechnet
Abschnitt 6.2	
C_HSS_2	Pfahllänge 15,0 m; 2 m Bodenschicht aus weichem Ton; Einbinden der Pfahlenden in den weichen Ton; mittlere Zielhebung berechnet

Für die Untersuchungen in diesem Kapitel wurde die Pfahllänge auf 15,0 m festgelegt (Abb. 75). Die Bodenschichten wurden teilweise durch weichen Ton ersetzt. Hierzu wurden die Materialkennwerte der jeweiligen Bodenschicht ausgetauscht. Die Parameter für den weichen Ton sind in Tab. 8 aufgelistet.

Tab. 8 Materialeigenschaften der weichen Tonschicht

Schicht	weicher Ton
Modell	HSS
Drainage type	Undrained (A)
$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m ³]	19
φ' [°]	22
ψ' [°]	0
c^{ref} [kN/m ²]	10
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	3.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	3.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	9.000
m [-]	1,0
ν_{ur} [-]	0,2
K_0^{NC} [-]	0,6254
$\gamma_{0,7}$ [-]	1,5e-4
G_0^{ref} [kN/m ²]	18.800
$k_x = k_y$ [m/day]	6e-5
k_z [m/day]	6e-5

Um das Verhalten der Pfahlgruppe, mit einheitlicher Länge von 15,0 m der Pfähle als Referenz zu haben, wurde eine Berechnung mit den Bodenschichten wie in Kapitel 4.1.2 durchgeführt. Die Berechnung dieses Referenzmodells erfolgte wieder bis zum erreichten Zielwert der mittleren Pfahlhebung (Modell: C_HSS).

6.1 Schwimmende Pfahlgruppe

Die Spitze der Pfähle ragte noch in die tragfähigere sandige Kiesschicht. Die volumetrische Dehnung wurde gleichmäßig auf alle Injektionselemente aufgebracht, bis die vorgegebene mittlere Pfahlhebung erreicht wurde.

6.1.1 Modellierung

Der oberen Bodenschicht wurden die Materialkennwerte des weichen Tons zugewiesen. Dies erfolgte bereits in der *Initial phase*.

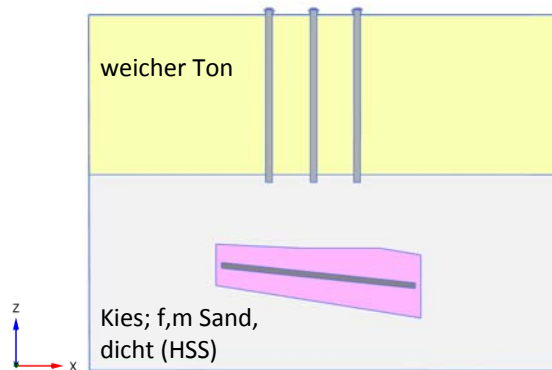


Abb. 75 Modell C_HSS_1 Ansicht XZ-Ebene

Die volumetrische Dehnung wurde mit Phasen zu je $\varepsilon_{vol} = 2,5 \%$ aufgebracht. Für die feinere Abstufung wurden diese im Weiteren auf $\varepsilon_{vol} = 0,5 \%$ und $\varepsilon_{vol} = 0,25 \%$, je nach Phase, erweitert oder abgeändert.

6.1.2 Ergebnis

Der Vergleich mit dem Referenzmodell (C_HSS) zeigte, dass die Pfahlgruppe in der weichen Tonschicht mit dem umliegenden Boden stärker als Gruppe wirkt. Die erzielte Pfahlhebung kann als ident angesehen werden. Die Hebung der Geländeoberfläche, abgebildet in Abb. 76, ist zwischen und nahe den Pfählen um 1-2 mm größer. Am Modellrand ist die Geländehebung um 3 mm geringer. Dies ist zum Teil aufgrund der unterschiedlichen Volumenverteilung der Hebung und auch auf die effektive volumetrische Dehnung zurückzuführen. Im Referenzmodell wurde, bei erlangter vorgegebenen mittleren Pfahlhebung, ein Wert von ca. $\varepsilon_{vol,eff} = 16 \%$ erreicht. Hingegen

ist im Modell mit weicher Tonschicht ein Wert von ca. $\varepsilon_{vol,eff} = 14\%$ erreicht worden. Es muss daher auch das auftretende Volumen der Geländehebung unterschiedlich sein.

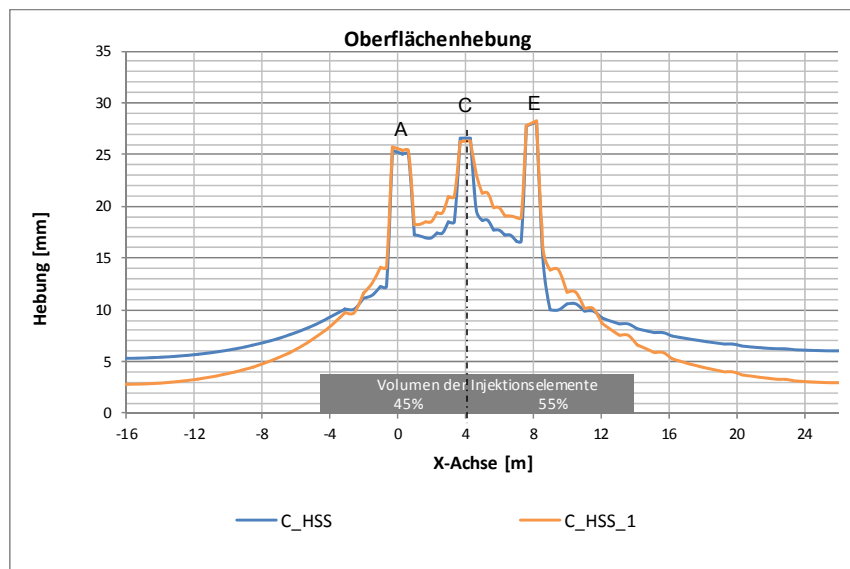


Abb. 76 Vergleich der Modelle bei erreichter Zielhebung; XZ-Ebene, Y=0,0 m

Der Abstand vom Pfahlende bis zur konditionierten Zone betrug 5,6 m für Pfahl A und B und 5,9 m für Pfähle C bis F. Der unterschiedliche Abstand kam durch die schräge Lage der Injektionselemente zustande. Es ist erkennbar, dass die Pfahlhebung nicht symmetrisch ist und bis zu 4 mm abweicht. Die Pfahlhebung nimmt mit dem Abstand zur konditionierten Zone zu. Dieser Abstand ist nicht Auslöser der ungleichen Hebung. Eine genaue Betrachtung weiterer geometrischer Gegebenheiten zeigt, dass die gesamte Lage der Injektionselemente etwas hinter der Pfahlgruppe (ab X=4,0 m; Pfähle E und F) angeordnet ist. Das hat zur Folge, dass sich im vorderen Bereich (bis X=4,0 m; Pfahl A und B) um 5 % weniger Volumen der Injektionselemente befindet. Ein Anteil der ungleichmäßigen Hebung kann darauf zurückgeführt werden. Ein genauer Einfluss des Abstandes der Pfähle zur konditionierten Zone konnte im Umfang dieser Arbeit nicht durchgeführt werden.

Anmerkung: Dieser Effekt wurde bei den vorangegangenen Modellen aufgrund der Pfahllänge von 20,9 m sowie der dominierenden Hebung des Pfahls C nicht erkannt und blieb unberücksichtigt!

6.2 Einbinden der Pfahlgruppe in eine weiche Tonschicht

Es wurden die Auswirkungen des Hebungsverfahrens untersucht, welche beim Einbinden der Pfähle in eine sehr weiche Tonschicht entstanden. Die Tonschicht wurde mit einer Dicke von 2,0 m angenommen.

6.2.1 Modellierung

Ausgehend vom Referenzmodell C_HSS wurde eine Bodenschicht zwischen $z = -14,3 \text{ m}$ und $z = -16,3 \text{ m}$ hinzugefügt. In einer Tiefe von $z = -15,0 \text{ m}$ befand sich das Pfahlende wie in Abb. 77 sichtbar. Dieser wurde Materialkennwerte nach Tab. 8 zugewiesen.

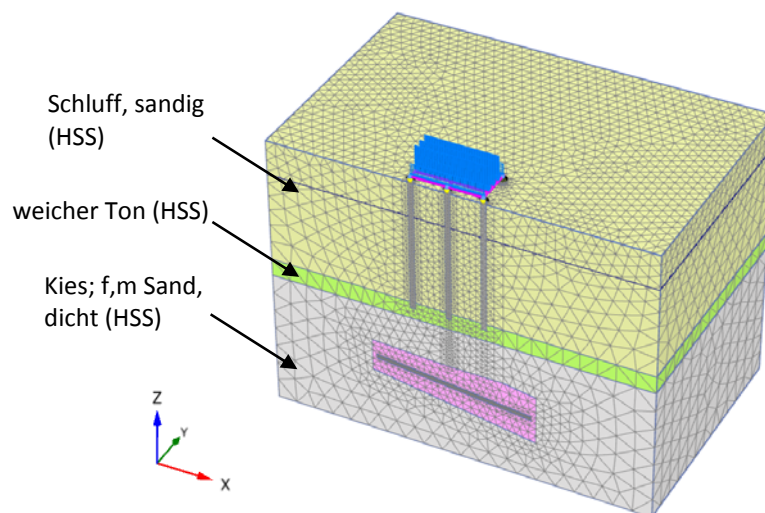


Abb. 77 Dreischichtiges Bodenmodell C_HSS_2

6.2.2 Ergebnis

Die weiche Tonschicht hat durch ihre geringe Steifigkeit eine dämpfende Wirkung auf das Hebungsverfahren. Durch die große Verformbarkeit, welche in dieser Schicht auftritt, kommt es an der Geländeoberfläche zu einer gleichmäßigeren Hebung. Dies zeigt sich an den Pfahlhebungen. Jene Pfähle in der Symmetrieachse des Modells werden weniger gehoben als im Referenzmodell (Abb. 78). Hingegen werden die Pfähle außerhalb (Abb. 79) mehr angehoben als im Referenzmodell. Die größere Geländehebung resultiert aus einer größeren volumetrischen Dehnung $\varepsilon_{vol,eff} = 25 \%$, welche auf die Injektionselemente im Modell mit weicher Tonschicht aufgebracht wurde.

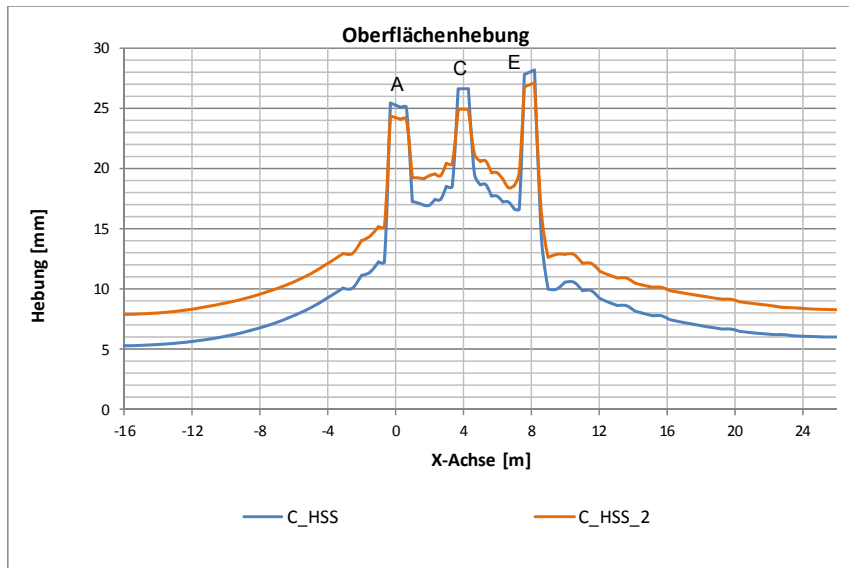


Abb. 78 Vergleich der Modelle C_HSS mit C_HSS_2; XZ-Ebene bei Y=0,0 m

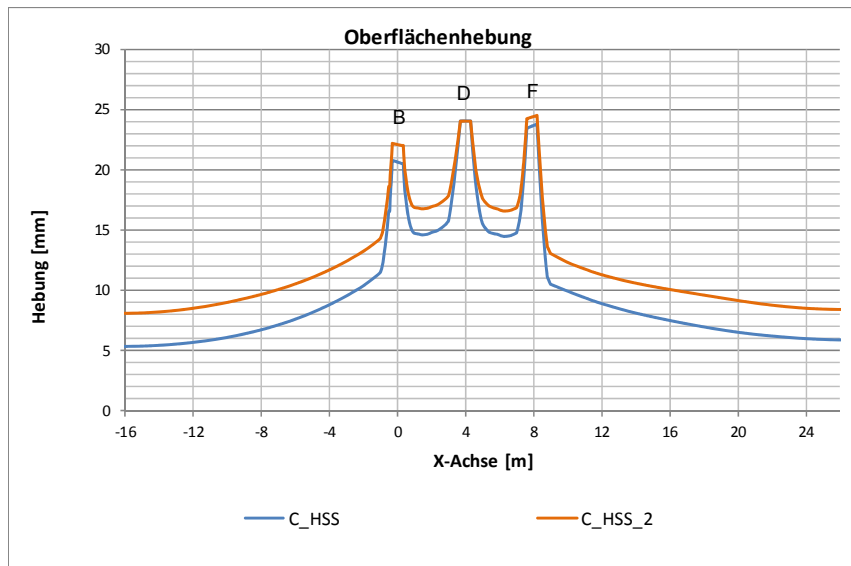


Abb. 79 Vergleich der Modelle C_HSS mit C_HSS_2; XZ-Ebene bei Y=4,0 m

Ein Vergleich bei selber effektiver volumetrische Dehnung beider Modelle wurde betrachtet. Dazu wurde eine Berechnungsphase des Modells mit einer weichen Tonschicht vor Erreichen der Zielhebung gewählt. Es kam zu einer gleichmäßigeren Geländehebung, wobei diese bereits größer war als jene im Modell „C_HSS_1“. Die vorgegebene mittlere Pfahlhebung wurde zur Hälfte erreicht (Abb. 80).

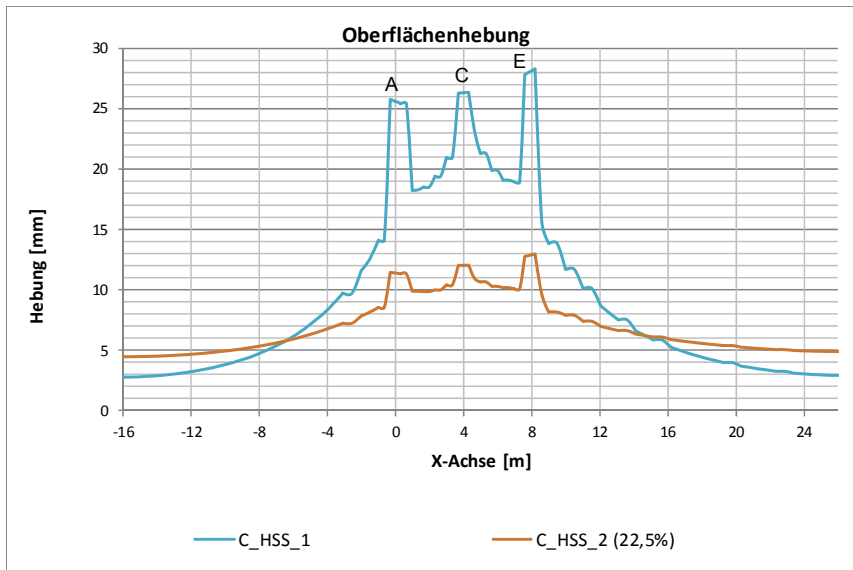


Abb. 80 Vergleich der C_HSS_1 mit C_HSS_2 bei gleichem $\varepsilon_{vol,eff}$ Wert; XZ-Ebene bei Y=4,0 m

7 Rückrechnung der Injektionsmenge

Das in Model „B_HSS“ aufgebrauchte zusätzliche Volumen zur Hebung wurde den tatsächlich eingebrachten Mengen gegenübergestellt. Da das Modell als Halbmodell modelliert wurde und ein idealisiertes symmetrisches Hebungsverfahren wiedergibt, wurden die Messwerte der Injektionsmenge genauer betrachtet. Diese Betrachtung wurde direkt mit der Betrachtung der erreichten Pfahlhebung durchgeführt, da in der Simulation die mittlere Pfahlhebung der linken Seite der Konstruktion als Zielwert verwendet wurde.

Die gesamte verpresste Menge der Injektionsvorgänge wurde während des Feldversuch aufgezeichnet und betrug 301.775 Liter. Durch die Aufzeichnung konnte dem jeweiligen Injektionspunkt und Bodenvolumen eine verpresste Menge zugeordnet werden. In Abb. 81 ist erkennbar, dass man bei einzelnen Stellen aufgrund der Bodenverhältnisse, je nach Erfordernis, mehr oder weniger Injektionsmenge benötigt wurde.

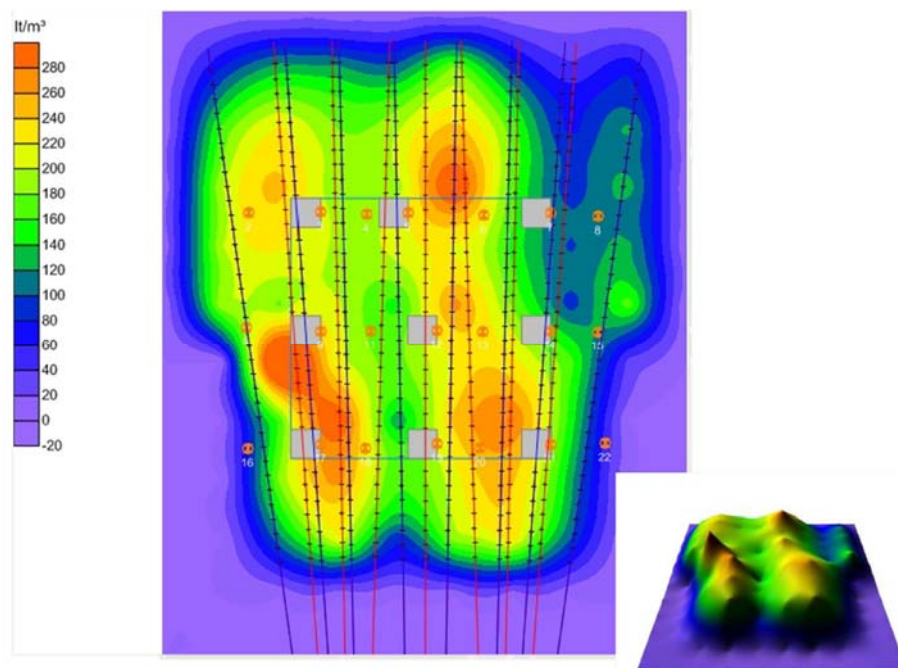


Abb. 81 Gesamte verpresste Menge [Liter/m³] nach beendetem Hebungsverfahren

Die Injektionsmenge der Konditionierung des Bodens wurde in der Auswertung von derjenigen der Hebungsphase getrennt. Zur Konditionierung des Bodens wurden 160.560 l und zur Hebung 141.215 l verwendet. Eine genaue Aufteilung der Injektionsmenge zur Hebung von linker und rechter Seite wurde untersucht (Anhang 10.1.3). Es zeigte sich, dass die Abweichungen 3 % betrug. Die Injektionsmenge zur Hebung wurde für die linke Seite mit 68.637 Liter bestimmt.

Im Modell wurde die Injektionsmenge durch volumetrische Dehnung der Injektionselemente simuliert. Die effektive volumetrische Dehnung dieser Elemente lässt mit bekanntem Elementvolumen das zusätzlich eingebrachte Volumen berechnen. Die Volumen der Injektionselemente wurden aus deren Geometrie berechnet und sind im Anhang angegeben. Die Rückrechnung der $\varepsilon_{vol,eff}$ Werte aus dem Referenzmodell in Abschnitt 5 ergab $\varepsilon_{vol,eff} = 13\%$. Es ergab sich ein simuliertes Injektionsvolumen ΔV_0 von ca. 6.550 Liter. Das entspricht 10 % der tatsächlich injizierten Menge.

Mögliche Ursachen der großen Abweichungen zwischen simulierter und realer Menge sind:

- Im Modell bleiben bei einer undrainierte Berechnung Volumen konstant erhalten. Eine Komprimierung mit verändertem Volumen, Verfüllung von Hohlräumen und eine zusätzliche Injektionsmenge werden nicht abgebildet.
- Geländehebung aus der Simulation ist geringer als jene welche im Feldversuch erreicht wurde. Das Volumen der simulierten Injektion ist tatsächlich geringer als jenes des Feldversuchs, bei gleicher mittlerer Pfahlhebung.
- Unschärfe der Modellkennwerte zu realen Bodenkennwerten
- Idealisieretes Bodenmodell bildet keine weichen Bodenschichten ab, welche das Hebungsverhalten maßgeblich beeinflussen (siehe 6.2.2)
- Mögliche Abweichung der modellierten zu der im Feldversuch hergestellten Pfahllänge

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Untersuchung der Modellabgrenzung zeigte, dass Länge und Breite des Modells mit einer Größe, welche der dreifachen Konstruktionsgröße der Pfahlgruppe entspricht, ausreichend ist. Dabei wurden die Pfähle nahe der konditionierten Zone in ihrer Hebung nicht weiter beeinflusst. Eine Beeinflussung der Geländehebung tritt aufgrund der Volumenkonstanz in der undrainierten Berechnung auf. Das Hebungsverhalten kurzer Pfähle, welche nicht direkt an der konditionierten Zone liegen, wird daher beeinflusst, da der Hebungseffekt stärker vom umliegenden Bodenverhalten beeinflusst wird.

Ein Vergleich zwischen dem HS-Modell und HSS-Modell zeigte, dass durch das HSS-Modell das Hebungsverhalten realistischer abgebildet wird.

Es konnte gezeigt werden, dass die im Feldversuch erreichte mittlere Pfahlhebung mit der Simulation erreicht werden konnte. Dabei traten Abweichungen der einzelnen Pfähle auf, welche auf der Simulation einer gleichmäßigen Hebung basieren. Die Geländehebung konnte qualitativ abgebildet werden. Die Simulation einer Hebung, mit vorgegebener mittlerer Zielhebung der Pfähle, konnte ausreichend genau erlangt werden. Dafür war eine Abstufung der volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{vol} = 0,25\%$ in den Phasen hinreichend. Unterschiedliche Variationen der Modellierung des Oberbaus haben dabei auf das Hebungsverhalten einen geringen Einfluss.

Die erweiterte Untersuchung hat gezeigt, dass ein gezieltes Anheben von Pfählen begrenzt möglich ist. Ab wenigen Millimeter Hebung kommt es zu einem Gruppenverhalten, bei dem die gesamte Pfahlgruppe mitgehoben wird.

Bei einer Pfahlgruppe mit gleicher Pfahllänge von 15,0 m wurden die Auswirkungen unterschiedlicher Böden gezeigt. Besteht die obere Bodenschicht aus weichem Ton, wurde der Boden umliegend der Pfahlgruppe stärker mitgehoben. Durch den geringeren Widerstand des weichen Tons wurde eine vergleichbare mittlere Pfahlhebung bei einer geringeren volumetrischen Dehnung der Injektionselemente erreicht. Bindet die Pfahlgruppe in eine weiche Tonschicht ein, wurde dafür 30 % mehr Injektionsvolumen benötigt.

Für das bessere Verständnis zum Verhalten von Tiefengründungen unter Hebungsinjektionen wäre eine Untersuchung einer Pfahlgruppe mit gleicher Pfahllänge in homogenen Boden von Interesse. Dabei könnte untersucht werden, welcher Zusammenhang zwischen dem Abstand der konditionierten Zone inklusive der Injektionselemente zu den Pfahlenden und der erzielten Hebung besteht. Weiterführend

könnte untersucht werden, unter welcher Bodenbedingung und Tiefenlage eine Steifigkeitszunahme der konditionierten Zone für das Hebungsverhalten maßgebend wird.

Die zusätzlich entstandenen Kräfte aufgrund der Hebungsinjektionen sind für die gesamten im Modell vorhandenen Pfähle von Interesse. Eine Modellierung als Vollmodell würde die Betrachtung der Pfähle, welche sich in der Symmetrieachse befanden, ermöglichen.

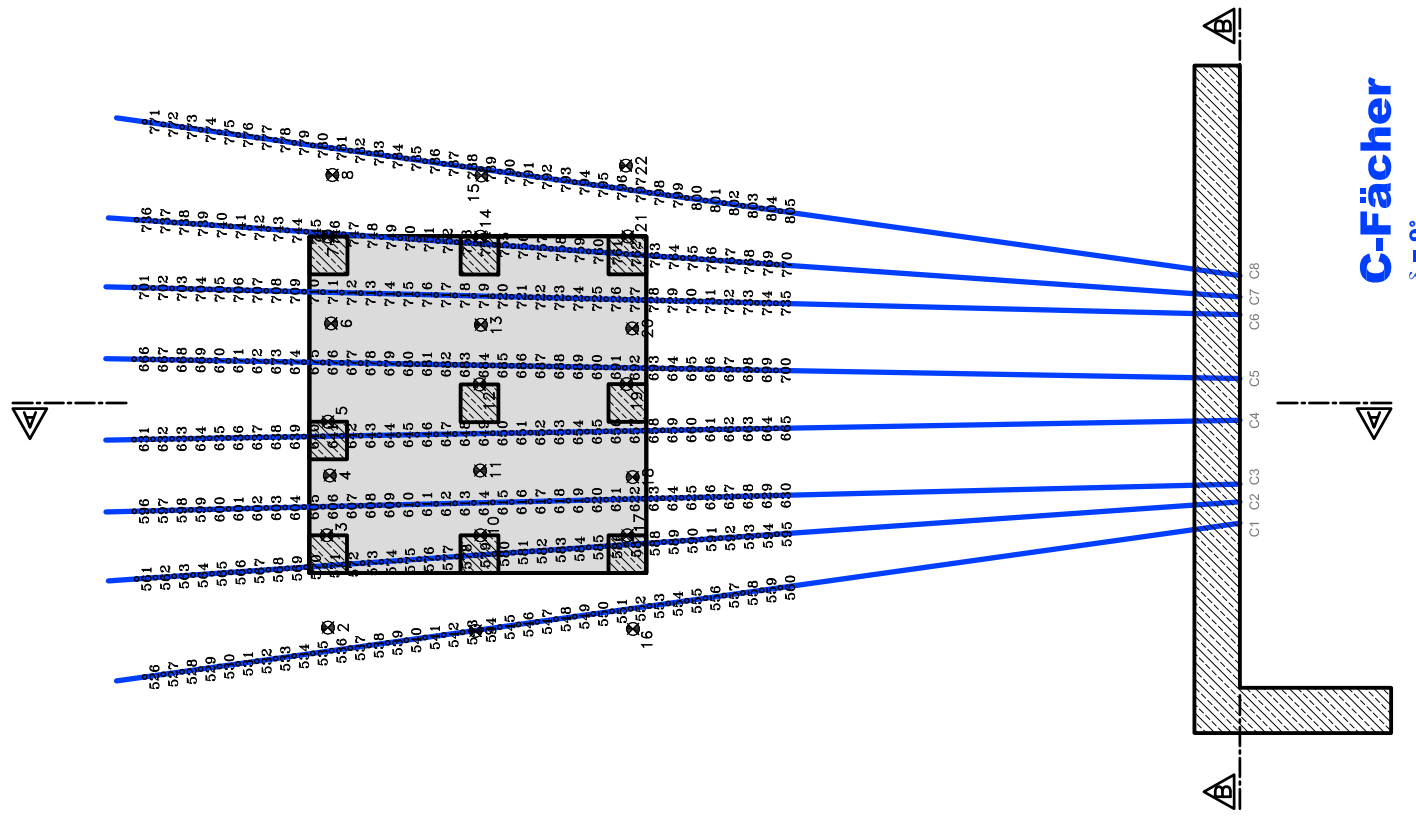
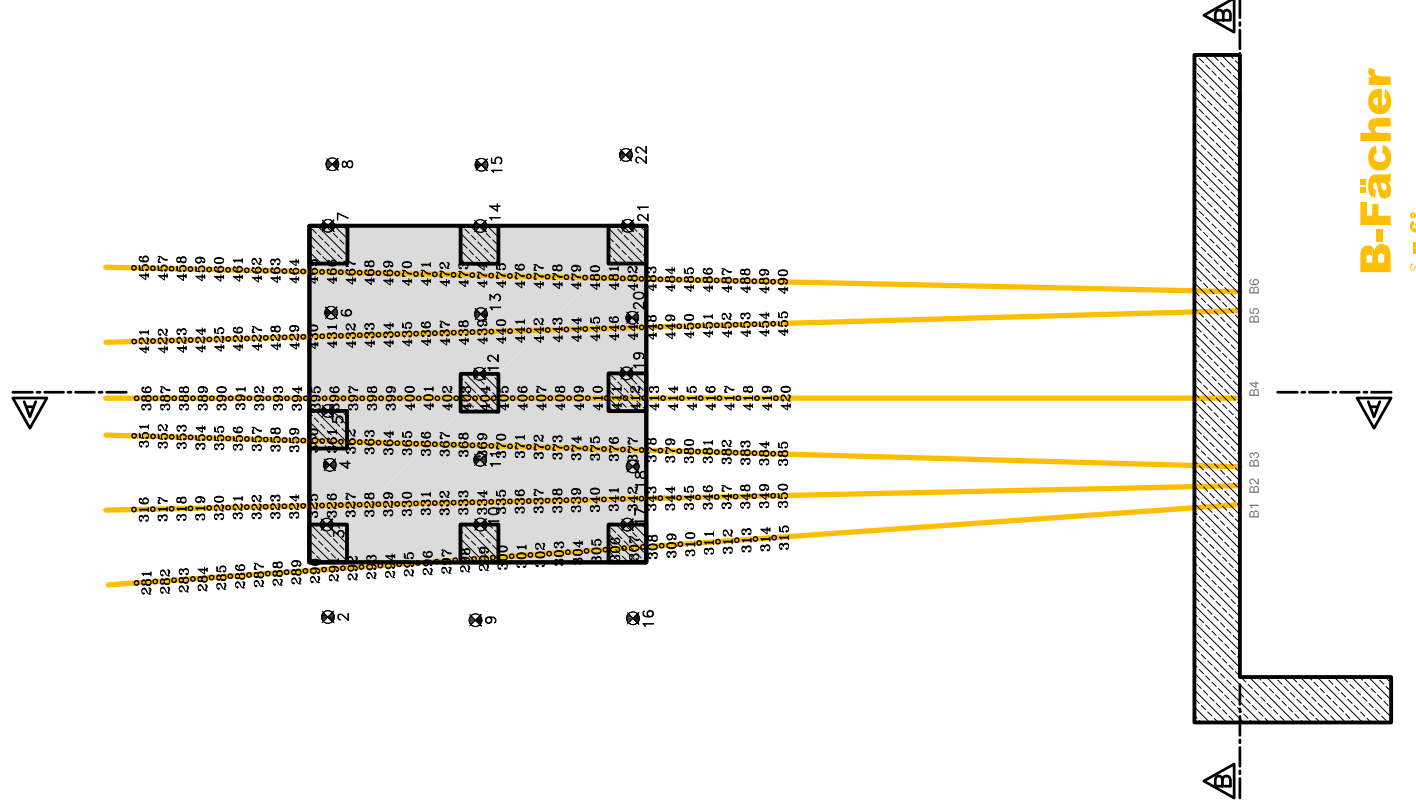
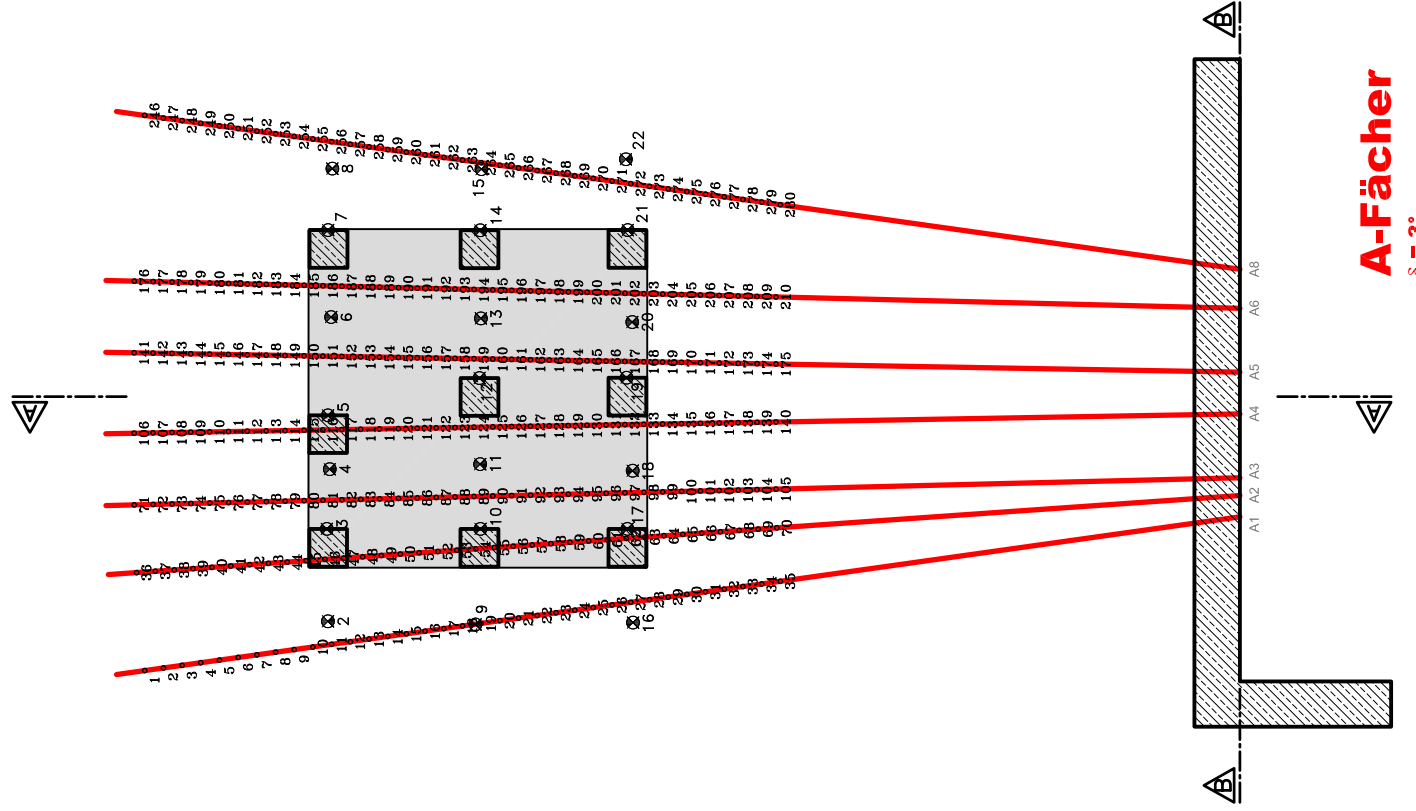
9 Literatur

- Boley, C. (2012)
Baugrundverbesserung; Handbuch Geotechnik; 469-513. Vieweg & Teubner
- Brinkgreve, R.B.J.; Enging, E.; Swolfs, W.M. (2013)
PLAXIS 3D Material Models Manual 2013, Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands
- Brinkgreve, R.B.J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W.M. (2015)
PLAXIS 3D Reference Manual Anniversary Edition, Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands
- Falk, E. (1998)
Bodenverbesserung durch Feststoffeinpresseung mittels hydraulischer Energie. Dissertation, Technische Universität Wien
- Jaky, J. (1944)
The coefficient of earth pressure at rest; J. Soc. Hung. Eng. Arch.; 355–358
- Keller Grundbau GmbH (2015)
Das Soilfrac®- Verfahren (Prospekt 61-02D)
- Kolymbas, D. (2011)
Hebungsinjektionen; Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, 375-376; Springer Berlin
- Kummerer, C. (2003)
Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories. Dissertation, Heft 19, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz
- Kummerer, C.; Falk, E.; Gularte, F. (2012)
State of the art of compensation grouting with HDD drillings and deep foundations, ASCE, Grouting and Deep Mixing 2012, 914-924.
- Moseley, M.P.; Kirsch, K. (2004)
Ground Improvement, 220-251, Spon Press
- Witt, K. J. (2008)
Pfahlgründungen. Grundbau-Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 665-667, Ernst & Sohn Berlin

10 Anhang

10.1 Feldversuch

10.1.1 Planunterlagen



LEGENDE:

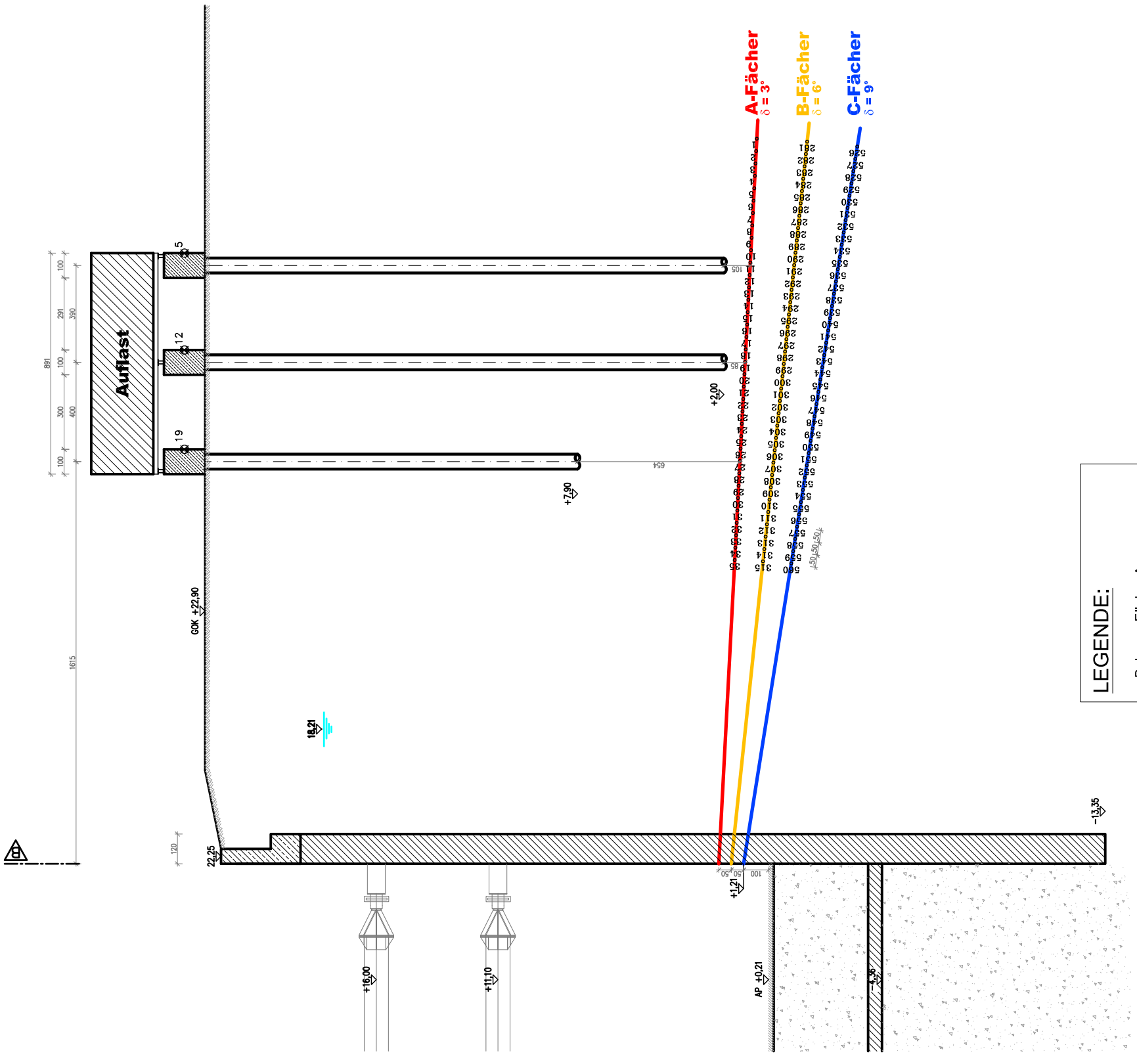
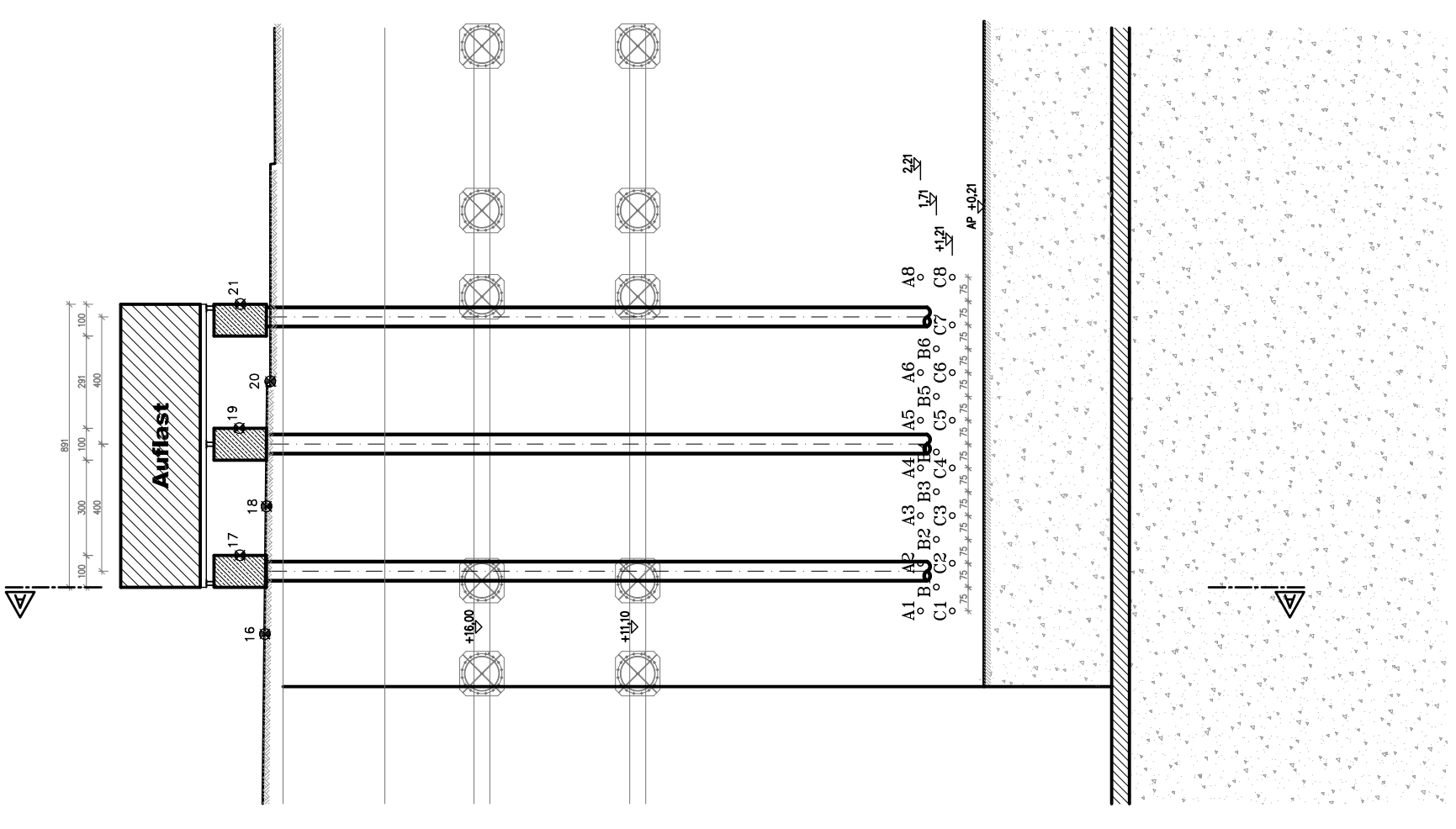
—	Bohrung Fächer A
—	Bohrung Fächer B
—	Bohrung Fächer C
○ 27	Injektions-Punkt
⊗ 21	Monitoring Punkt

INHALT:
Grundriss, mit dargestellter
Injektionsfächer-Ebene A-C
M 1: 200 Blatt 1/2

ANHANG 10.1.1 Feldversuch

ANHANG 10.1.1.1 Feldversuch

INHALT:
Schnitt A-A
Schnitt B-B
M 1: 200 Blatt 2/2



LEGENDE:

—	Bohrung Fächer A
—	Bohrung Fächer B
—	Bohrung Fächer C
○ 27	Injektions-Punkt
⊗ 21	Monitoring Punkt

A-Fächer
∅ = 3"

B-Fächer
∅ = 6"

C-Fächer
∅ = 9"

10.1.2 Kernbohrung

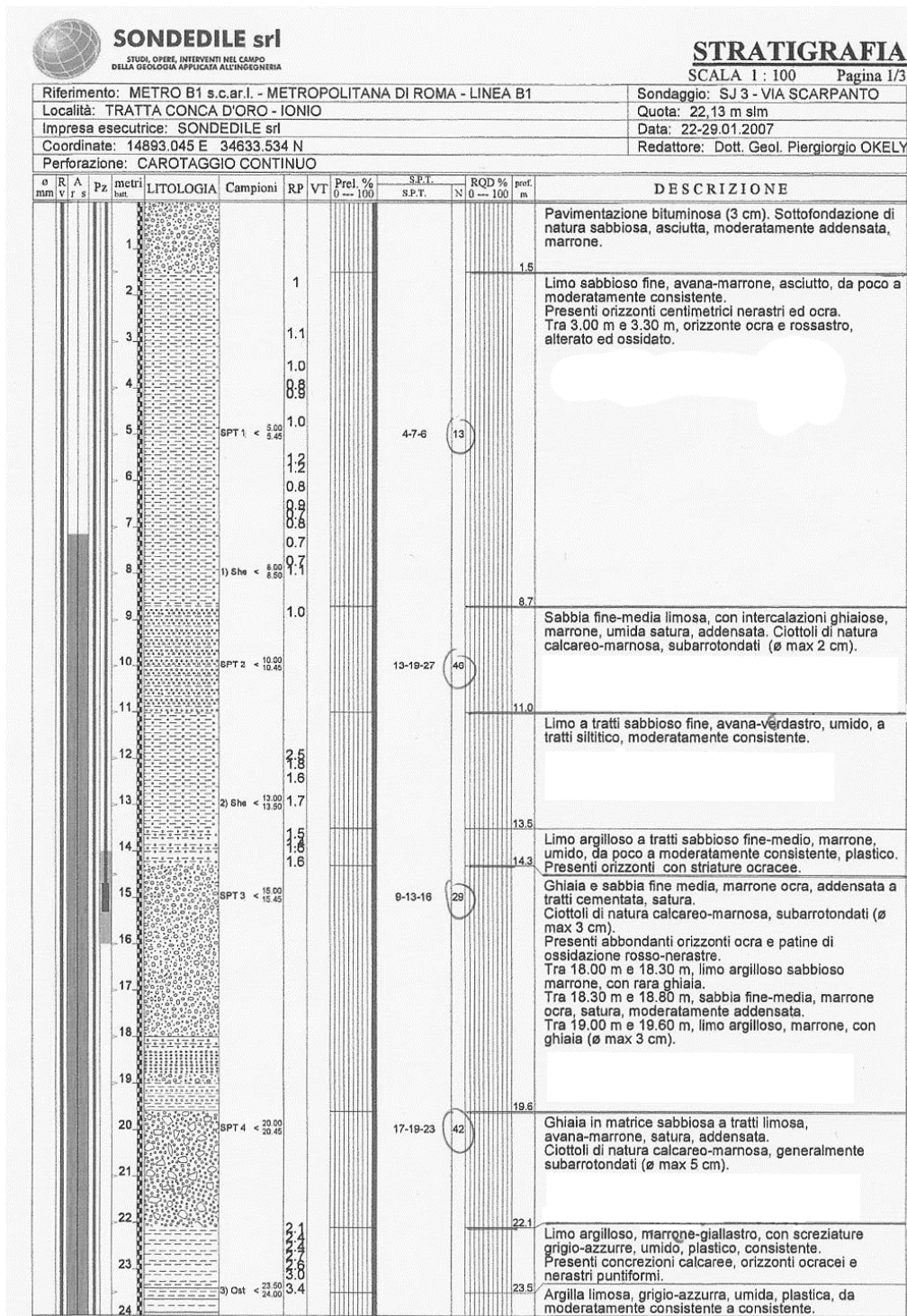


Abb. 82 Ergebnis der Kernbohrung – Teil 1/2

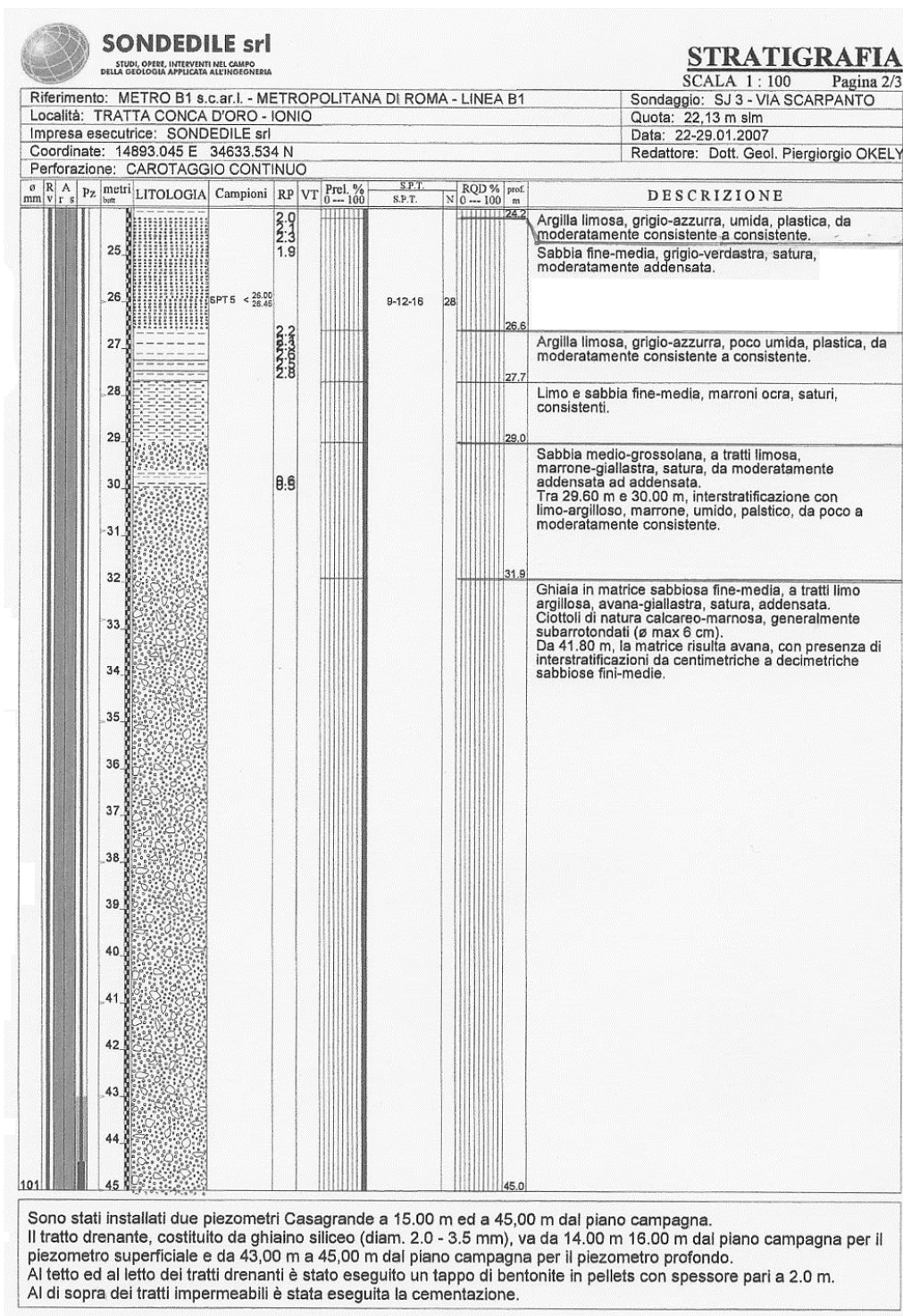


Abb. 83 Ergebnis der Kernbohrung – Teil 2/2

10.1.3 Injektionsdaten

Die Injektionsdaten des Feldversuchs wurden für den relevanten Zeitraum zusammengefasst und sind in Abb. 84 aufgelistet.

Hebungsphase 1 (90692 Liter)				
Volumen für Hebungsinjektionen 1				
[21.2.2010 - 8:00 25.2.2010] Inj. 1116-1599				
Fächer	Bohrung	Notiz	Summe L/R Teilfächer	Summe Fächer
A	A1		6060	
A	A2		0	
A	A3		2440	
A	A4		850	9350
A	A5		650	
A	A6		0	
A	A7	nicht vorhanden		
A	A8		2849	3499
				12849 Summe A
B	B1		1651	
B	B2		1310	
B	B3		1565	
B	B4	nur halb im Modell!	0	4526
B	B5		6987	
B	B6		0	6987
				11513 Summe B
C	C1		18747	
C	C2		14505	
C	C3		850	
C	C4		0	34102
C	C5		16984	
C	C6		10560	
C	C7		4684	
C	C8		0	32228
				66330 Summe C
Summe			90692	90692
Linke Hälfte			47978	52,9%
Rechte Hälfte			42714	47,1%

Hebungsphase 2 (50523 Liter)				
Volumen für Hebungsinjektionen 2				
Fächer	Bohrung	Notiz	Summe L/R Teilfächer	Summe Fächer
A	A1		0	
A	A2		0	
A	A3		1000	
A	A4		2451	3451
A	A5		4041	
A	A6		2615	
A	A7	nicht vorhanden		
A	A8		4695	11351
				14802 Summe A
B	B1		5543	
B	B2		7893	
B	B3		3646	
B	B4	nur halb im Modell!	1176	17670
B	B5		4310	
B	B6		4780	9678
				27348 Summe B
C	C1		3027	
C	C2		2813	
C	C3		2533	
C	C4		0	8373
C	C5		0	
C	C6		0	
C	C7		0	
C	C8		0	8373
				8373 Summe C
Summe			50523	50523
Linke Hälfte			20659	40,9%
Rechte Hälfte			29864	59,1%

Summe Injektion Hebungsphase 1+2 Linke Hälfte	68637
Summe Injektion Hebungsphase 1+2 Rechte Hälfte	72578
Summe Injektion Hebungsphase 1+2	141215

Abb. 84 Berechnete Injektionsmenge für Simulierten Zeitraum und vorgegebener Zielhebung

10.1.4 Messdaten der Pfahl- und Geländehebung

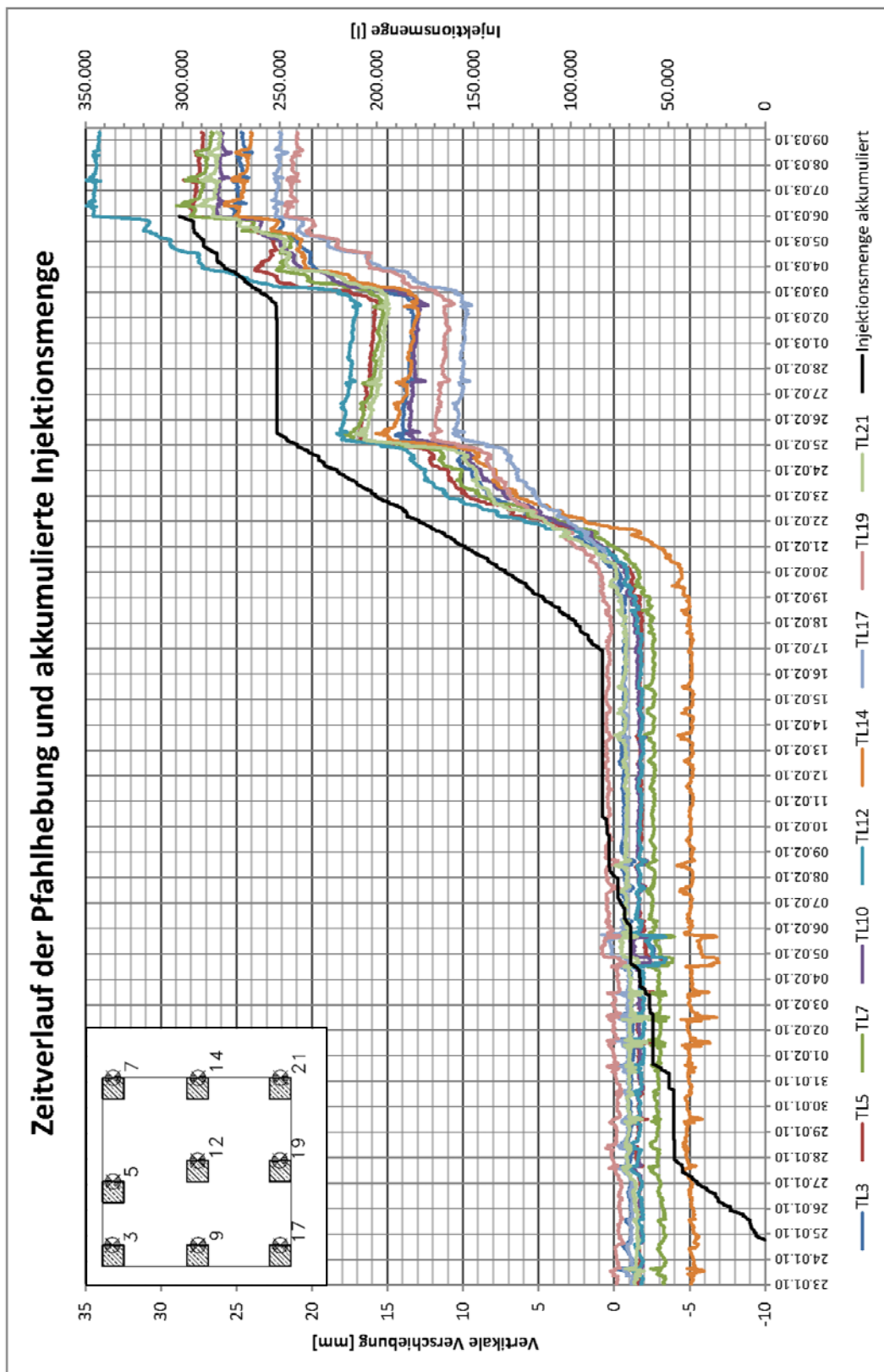


Abb. 85 Zeitlicher Verlauf der einzelnen Pfahlhebungen

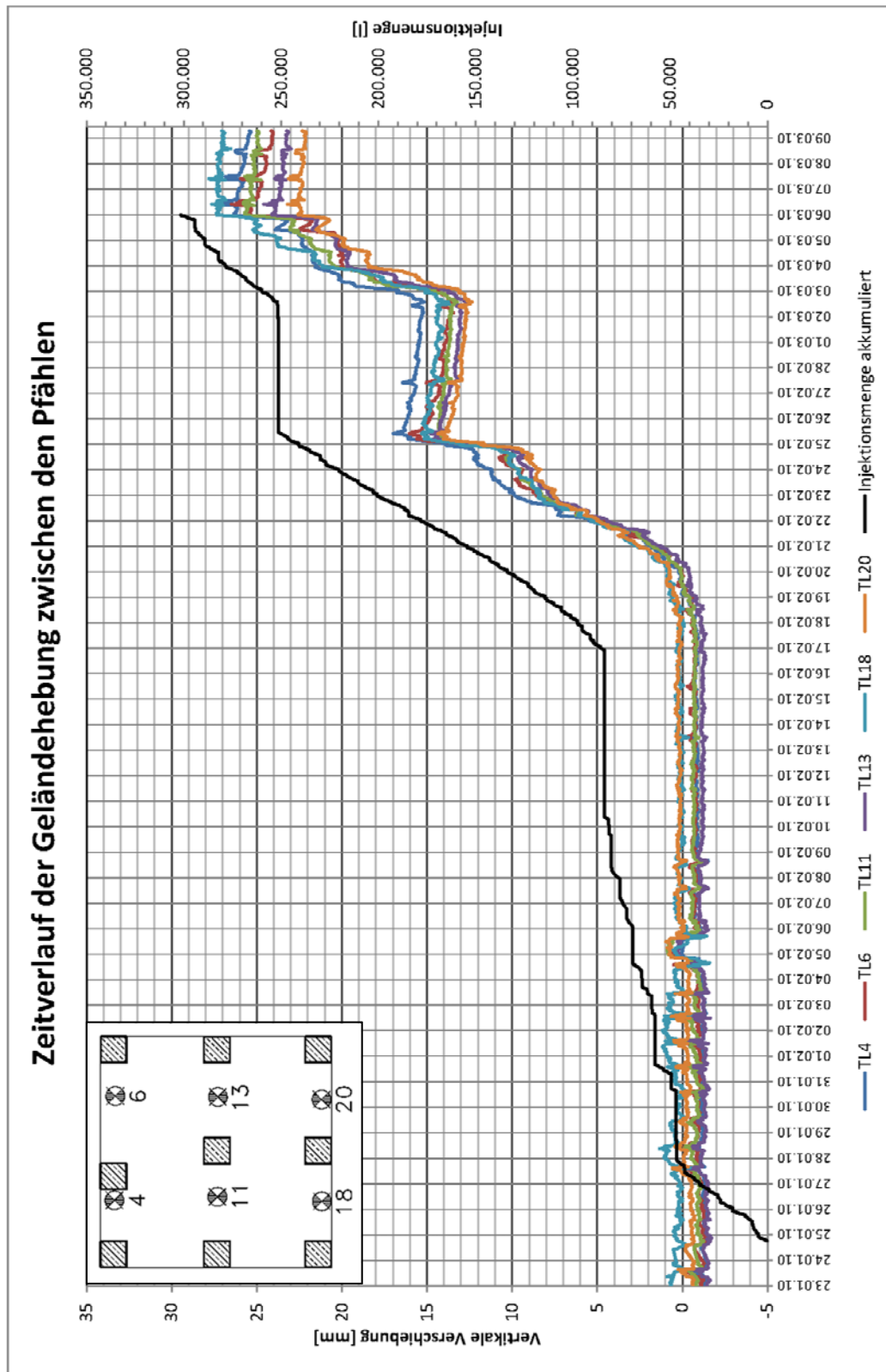


Abb. 86 Zeitlicher Verlauf der Geländehebung der Messpunkte zwischen den Pfählen

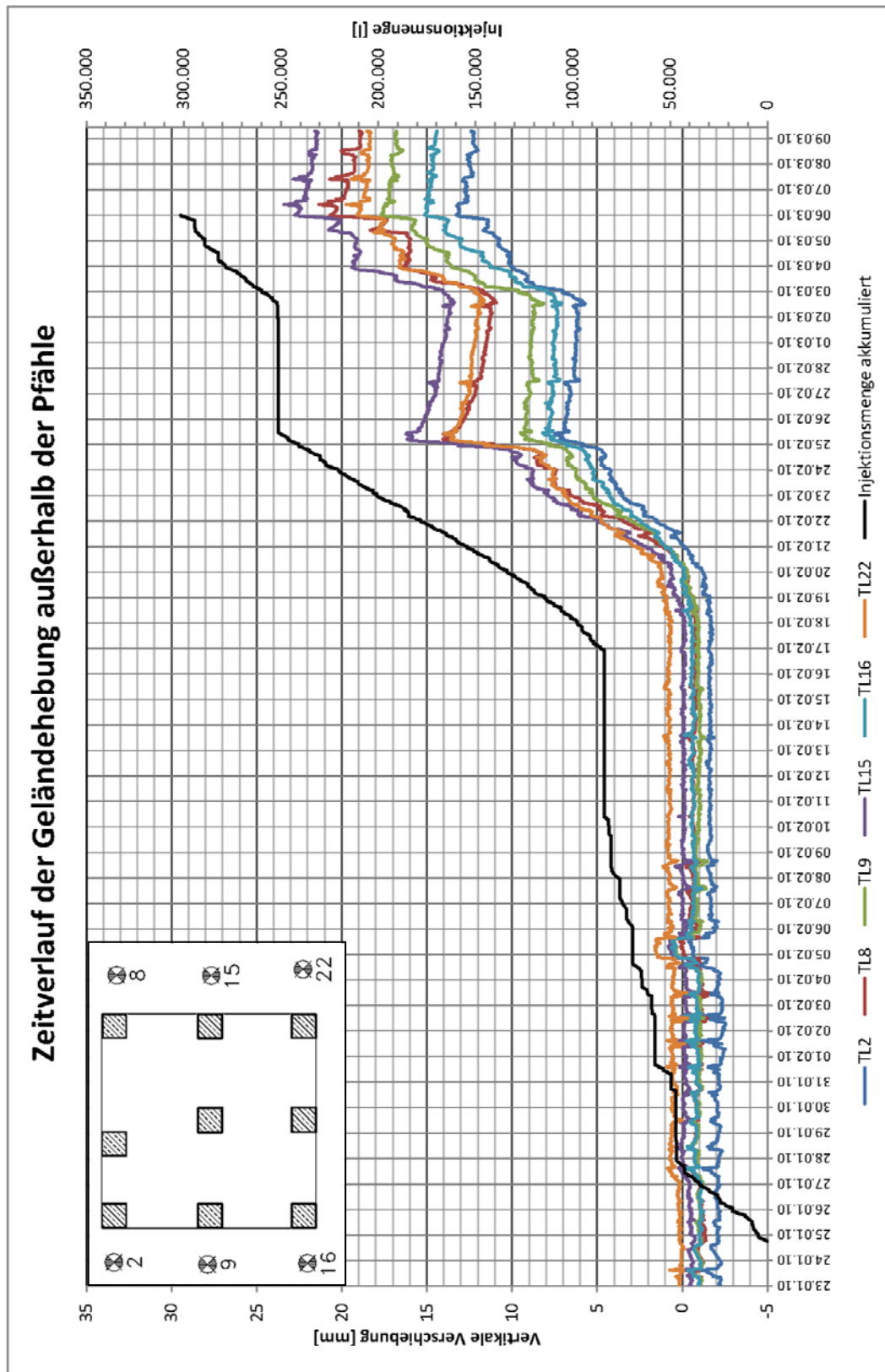
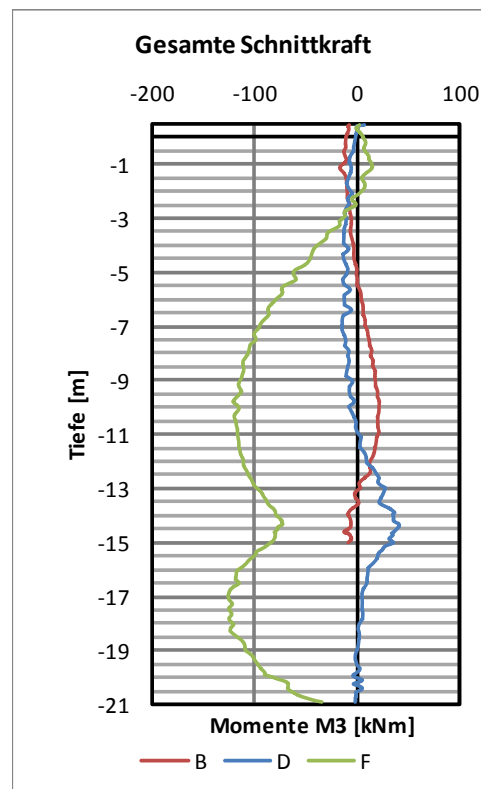
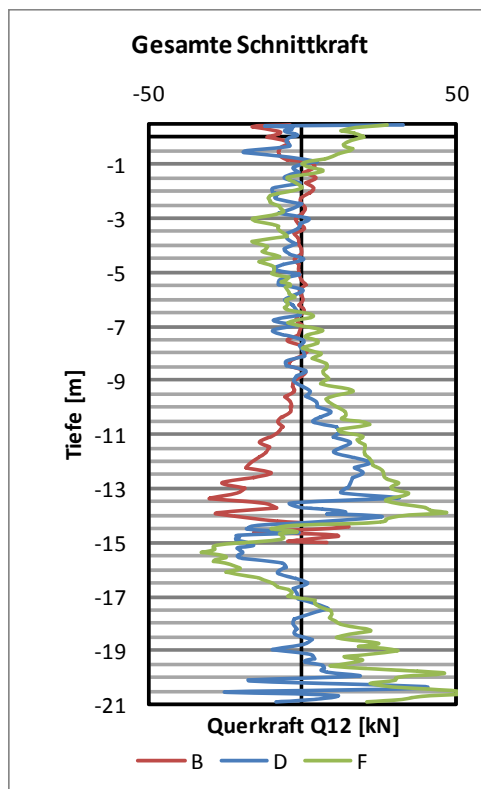
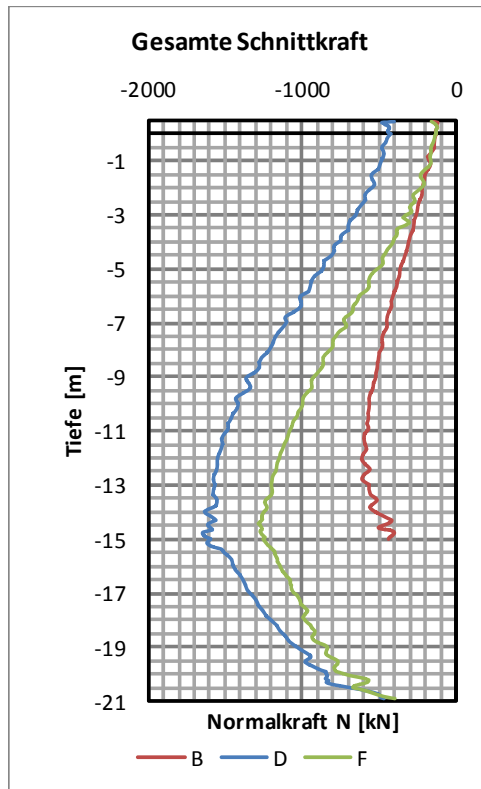
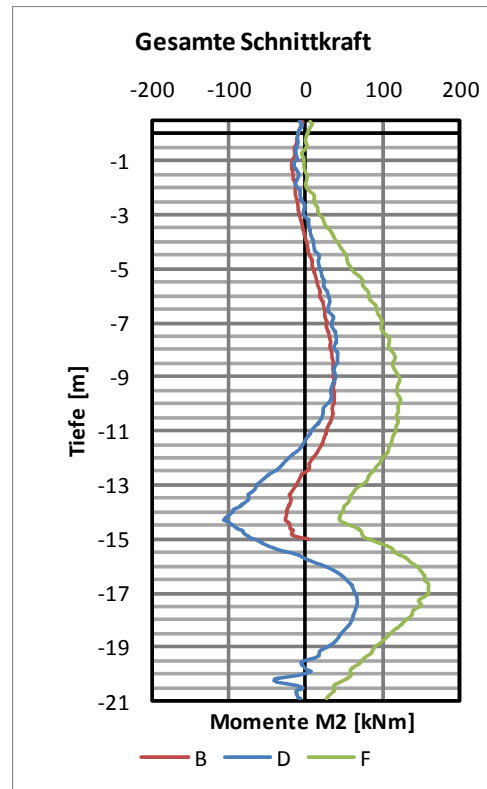
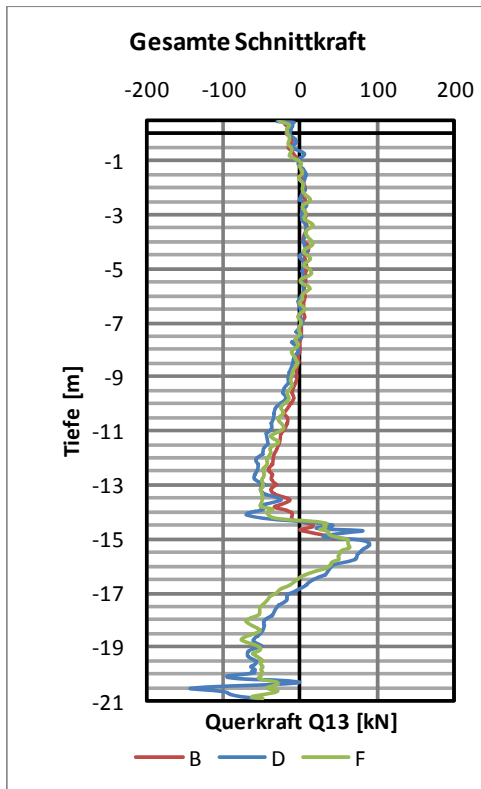


Abb. 87 Zeitlicher Verlauf der Geländehebung der Messpunkte außerhalb der Pfählen

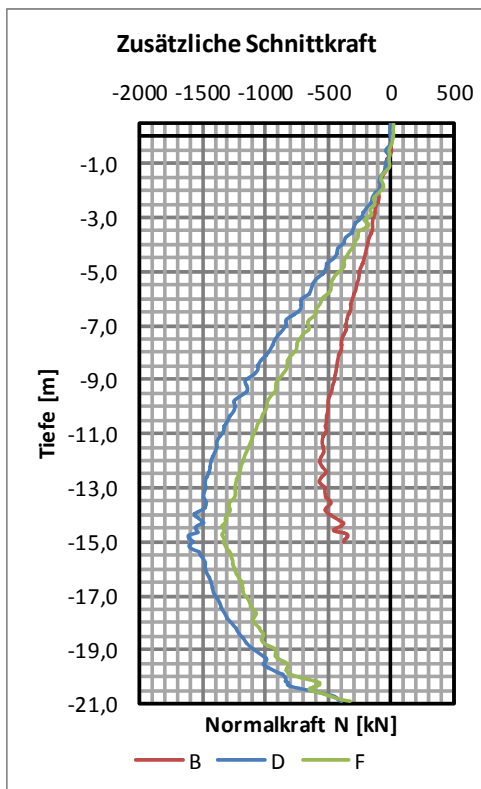
10.2 Ergebnisse Modell B_HSS undrainiert – Schnittkräfte

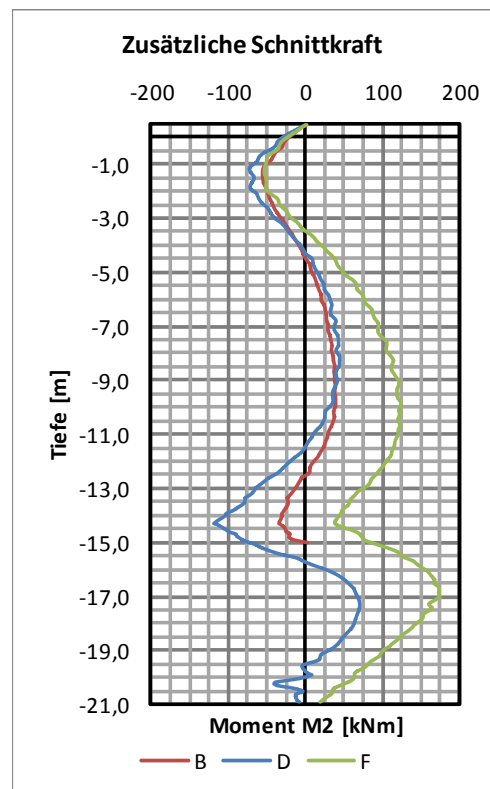
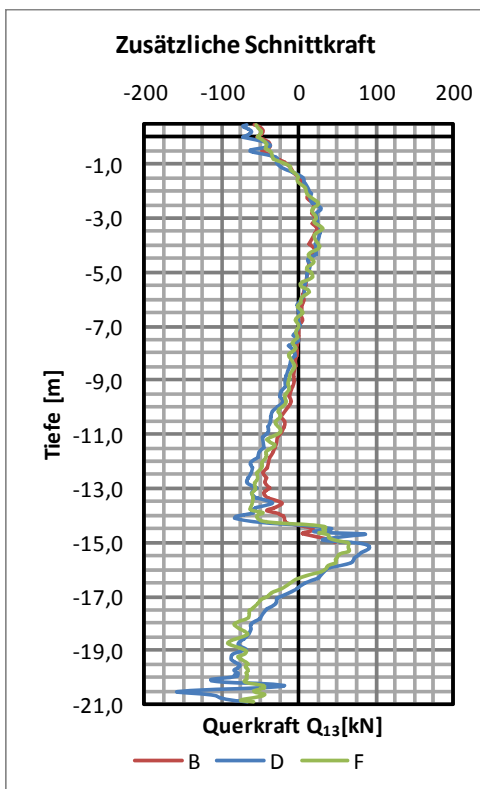
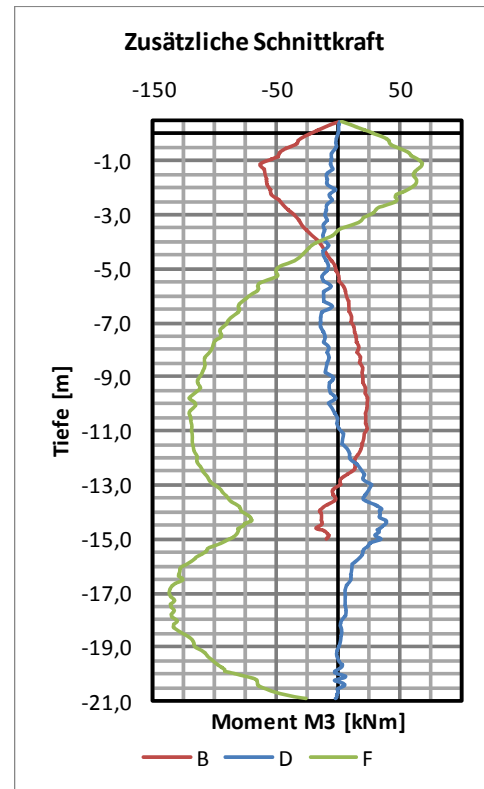
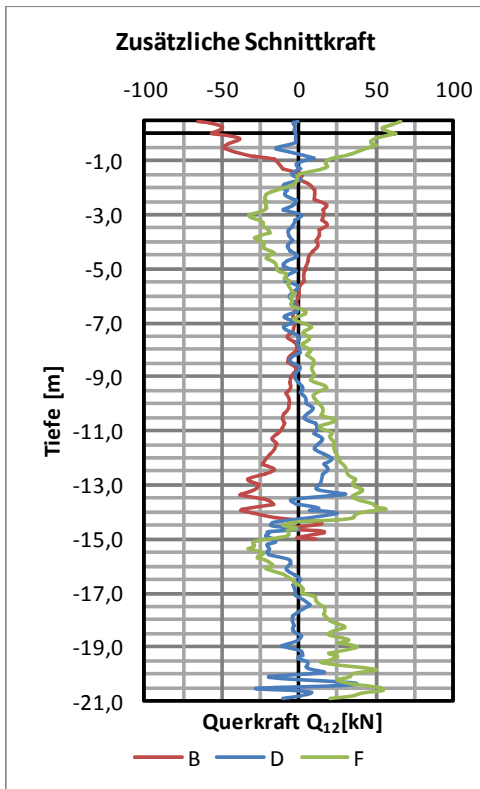
10.2.1 Schnittkräfte bei erreichter Zielhebung





10.2.2 Zusätzliche Schnittkräfte zufolge Hebung





10.3 Liste der Modelle und PLAXIS Dateien

	Modell Name	Verwendet für	zugehörige Plaxis Datei
Abschnitt 4.1			
	Grundmodell	Generierung der Geometrie und Volumen	Rom_v1.6.2
	Grundmodell sehr fein	Auswirkung der Netzfeinheit	Rom_v1.6.2_vf
Abschnitt 4.2			
	HS	Referenzmodell für Modellranderweiterungen	Rom_v1.6.3-3_HS
	HS, Z erweitert	Modellrand erweitert um 5m in Z-Richtung	Rom_v1.6.3.3
	HS, XY erweitert	Modellrand erweitert in XY-Richtung	Rom_v1.6.3_extended
Abschnitt 4.3			
	HSS		Rom_v1.6.3-3_HSS
	HSS (1,5-fach)	Steffigkeit der konditionierten Zone 80kPa	Rom_v1.6.3_HSS
	HSS (10-fach)	Steffigkeit der konditionierten Zone 500kPa	Rom_v1.6.3-3_HSS (500)
Abschnitt 4.5			
	HSS Volumen	Modellierung des Oberbaus aus Volumen	Rom_v1.6.6_HSS
	HSS Träger	Modellierung des Oberbaus aus Trägern	Rom_v1.6.7_HSS
Abschnitt 5.1			
	B_HSS	Unterteilung der Injektionselemente; Unterteilung der Pfähle; Erstellen von hinges als Anschluss mittlere Zielhebung mit angehängter Konsolidierung	2.0.7_5_full
Abschnitt 5.2			
	B_HSS_drainiert	Drainierte Berechnung	2.0.7_5_full_drained
Abschnitt 5.3			
	B_HSS_1	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Geländes nach der Pfahlgruppe	2.0.7_5_Heb.Gel_ende
	B_HSS_2	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des neben und zwischen der Pfahlgruppe	2.0.7_5_Heb.Gel_mitte.seitl
Abschnitt 5.4			
	B_HSS_AB	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung der Pfähle A und B	2.0.7_5_Heb.AB
Abschnitt 5.5			
	B_HSS_D	mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Pfahls D	2.0.7_5_Heb.D
Abschnitt 5.6			
	B_HSS_D-Last	große Eizellast auf Pfahl D; mittlere Zielhebung mit anschließender gezielter Hebung des Pfahls D	2.0.7_5_Einzellast_D
Abschnitt 6			
	C_HSS	Pfahllänge 15,0m; mittlere Zielhebung berechnet	2.0.7_5_15m
Abschnitt 6.1			
	C_HSS_1	Pfahllänge 15,0m; obere Bodenschicht aus weichem Ton; mittlere Zielhebung berechnet	2.0.7_5_Ton.oben_15m
Abschnitt 6.2			
	C_HSS_2	Pfahllänge 15,0m; 2m Bodenschicht aus weichem Ton; Einbinden der Pfahlenden in den weichen Ton; mittlere Zielhebung berechnet	2.0.7_5_15m_w.Schicht