

Diploma Thesis

Numerical modelling of a deep excavation and
examination of specific diaphragm wall segments

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

Diplomarbeit

Numerische Modellierung einer tiefen Baugrube unter
besonderer Berücksichtigung ausgewählter Schlitzwandabschnitte

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

von

Marta Dimova, BSc

Matr.Nr.: 0927936

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Nagy, BSc

Dipl.-Ing. Manuel Dafert, BSc

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E220,A-1040 Wien, Österreich

Wien, im Oktober 2021



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Ich möchte mich an dieser Stelle herzlichst bei allen Menschen bedanken, die mich während meines Studiums unterstützt haben und ohne die es diese Arbeit nicht gäbe.

Mein Dank gilt Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam, der als Erster im Bachelorstudium mein Interesse an der Geotechnik erweckt und die Entwicklung dieser Arbeit ständig unterstützt und verfolgt hat. Ebenso ein großer Dank möchte ich Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Nagy, BSc aussprechen. Er hat mir den Start in die Diplomarbeit gegeben und mich bei jeder Schwierigkeit in der praktischen Entwicklung unterstützt und immer weiter motiviert. Des Weiteren möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Manuel Dafert, BSc bedanken. Er hat mich ebenfalls stets während der Erstellung dieser Arbeit unterstützt, mich immer weiter gefordert und mir gezeigt, dass ich mehr kann als ich denke. Ein weiterer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Markiewicz, der mir alle notwendigen Unterlagen für die Erstellung dieser Arbeit zur Verfügung gestellt hat.

Ich möchte mich auch bei meinen Eltern bedanken, die für mich das Unmögliche ermöglicht haben und mich immer bedingungslos in allem unterstützt haben.

Мамо, тате, без вас никога нямаше да успея! Благодаря ви за всичко и най-вече за вашата безусловна обич и подкрепа!

Meinem Partner Stefan gilt ein großer, besonderer Dank. Er hat immer ein offenes Ohr für mich gehabt und mich während aller schwierigen Zeiten im Studium, sowie der Verfassung dieser Arbeit unermüdlich weiter motiviert. Er hat immer an mich geglaubt, auch wenn es mir selbst schwerfiel. Danke auch für die Geduld, Verständnis und Liebe, die du mir stets zeigst.

Meinem Freund Christian möchte ich einen speziellen Dank aussprechen. Er hat mich seit Beginn meiner Zeit in Wien begleitet und wurde schnell meine Familie fernab der Heimat. All diese Jahre ist er an meiner Seite geblieben und unterstützt mich bei allen Schwierigkeiten, sowie im privaten als auch im beruflichen Leben.

Bei meiner Freundin Sophia, mit der ich die letzten Jahre des Studiums geteilt habe, möchte ich mich ebenfalls bedanken. Es gibt nichts Besseres als das Verständnis von jemandem, der das Gleiche durchgestanden hat. Ich hatte das Vergnügen gemeinsam mit ihr für zahlreiche Prüfungen im Studium zu lernen, was den gesamten Prozess erleichtert und mir zahlreiche schöne Erinnerungen geliefert hat.

Zuletzt möchte ich mich bei allen meinen Freunden bedanken, die mich während meines Studiums begleitet haben. Ihr habt das Studium versüßt, die schwierigen Momente erleichtert und mir Mut in den hoffnungslosen Zeiten gegeben.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit der numerischen Modellierung einer tiefen Baugrube im 2. Wiener Gemeindebezirk, welche im Zuge der Errichtung eines neuen Schulgebäudes hergestellt wurde. Aufgrund ihrer erheblichen Tiefe von ca. 20 m und der in unmittelbarer Nähe zur Baugrubengrenze liegenden Bebauung, musste ein verformungsarmes Baugrubenkonzept entwickelt werden. Dementsprechend wurde die Baugrube in Deckelbauweise hergestellt. Als Baugrubenverbau wurden tiefreichende Schlitzwände ausgeführt, welche mittels Anker und Aussteifungsdeckel gestützt wurden. Die Schlitzwandbewegungen während der Baugrubenherstellung wurden anhand von Inklinometermessungen beobachtet. Die zulässigen Verformungen konnten mittels der durchgeführten geotechnischen Berechnungen festgelegt werden, welche auf analytische Rechenmethoden basierten.

Um das Potential von numerischen Berechnungsmethoden bei der Berechnung von tiefen Baugruben in Wiener Untergrundverhältnissen anhand dieses Beispiels zu analysieren, wurde in der vorliegenden Arbeit ein zweidimensionales und ein dreidimensionales numerisches Modell mithilfe der Software PLAXIS erstellt. Diese basierten auf dem während der Planungsphase festgelegten Baugrundmodell. Die notwendigen Bodenkenngrößen und Steifigkeitsparameter konnten dem geotechnischen Bodengutachten entnommen werden. Allerdings wurden der numerischen Berechnung höhere Stoffmodelle (HS und HS small) zugrunde gelegt, welche die Eingabe von zusätzlichen Steifigkeitsparametern erforderte. Da diese im Zuge der bodenphysikalischen Untersuchungen nicht ermittelt wurden, mussten Literaturwerte zugrunde gelegt werden. Weitere (vereinfachende) Annahmen wurden bei der Modellierung der Aussteifungsdeckel, sowie bei der Berücksichtigung der einzelnen Aushubvorgängen getroffen.

Die ermittelten Schlitzwandverformungen wurden den Inklinometermessdaten, sowie den Ergebnissen der analytischen Berechnung gegenübergestellt. Es konnte dabei festgestellt werden, dass die numerisch ermittelten Verformungen in einem ähnlichen Ausmaß wie die analytisch errechneten Verformungen von den gemessenen Werten abweichen. Mögliche Gründe für die auftretenden Verformungsabweichungen wurden im Anschluss diskutiert. In diesem Zuge wurden auch die angenommenen Bodensteifigkeitsparameter erhöht und die numerische Berechnung wurde erneut durchgeführt. Die neu ermittelten Schlitzwandverformungen wurden anschließend den gemessenen und den vorhandenen analytischen Verformungen gegenübergestellt.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

This diploma thesis addresses the numerical modelling of a deep excavation pit in the 2nd municipal district of Vienna, which was constructed during the erection of a new school building. The excavation pit was built using the cut-and-cover method, due to its considerable depth of approximately 20 m and its location in the immediate vicinity of existing buildings. The pit support consisted of deep diaphragm walls and additional shoring was provided by rows of anchors and bracing slabs. During construction of the pit, the diaphragm wall displacements were monitored with regular inclinometer measurements. All permissible displacements had previously been calculated using analytical calculation methods.

This thesis investigates the potential of using numerical methods for geotechnical calculations of deep excavations in Viennese soil conditions on the example of the aforementioned excavation pit. For this purpose, a two-dimensional and a three-dimensional numerical model was developed, using the numerical software PLAXIS. Both numerical models are based on the soil layer structure that was determined during the planning phase of the construction project. The soil behaviour was modelled using advanced constitutive models (HS and HS small), which require the definition of additional stiffness parameters for soil. As these were not determined during the soil investigation phase, parameters from other sources were used as a basis. The modelling of the slab stiffness and the individual excavation stages necessitated further assumptions about the construction process, which are detailed in this work. The last modelling step includes the definition of the individual construction phases and the numerical calculation of the model.

The numerically computed diaphragm wall displacements are then compared to the displacements measured during construction of the excavation pit. It is found that the numerically determined deformations deviated from the measured values to a similar extent as the analytically calculated deformations. Possible reasons for the resulting deviations from the measurements are subsequently discussed. In the final part of this thesis, the numerical results are compared to a variation of the numerical model, in which a higher soil stiffness was assumed, to determine the scope of their influence on the resulting diaphragm wall displacements. The newly calculated displacement values are then compared to the measurements and to the analytically determined diaphragm wall displacements.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
2	Projektdaten	12
2.1	Lage des Neubaus	12
2.2	Untergrundverhältnisse	12
2.2.1	Geologisches Gebiet	12
2.2.2	Durchgeführte Bodenerkundungen	14
2.2.3	Beschreibung der Baugrundsituation	16
2.2.4	Bodenphysikalische Untersuchungen	18
2.2.5	Baugrundmodell	18
2.3	Baugrubensicherung und Gründung	19
2.3.1	Sicherung der Nachbarbebauung	20
2.3.2	Schlitzwandherstellung und Affüllinjektionen	23
2.3.3	Grundwasserhaltung	27
2.3.4	Erddruckumlagerung und Bemessung der Schlitzwand	29
2.3.5	Geotechnisches Prüf- und Überwachungsprogramm	31
3	Numerische Modellierung	42
3.1	FEM in der Geotechnik	42
3.2	Verwendete Stoffmodelle	44
3.2.1	Lineare Elastizität	44
3.2.2	Elasto-plastische Materialmodelle	44
3.2.3	Eignung der HS- und HS-small Modelle	50
3.3	Erstellung der numerischen Modelle in PLAXIS	50
3.3.1	Allgemeines zur Entwicklung eines numerischen Modells	50
3.3.2	Das 2D-Modell	51
3.3.3	Das 3D Model	77
3.3.4	Durchführung der numerischen Berechnung	90
4	Analyse der errechneten Verformungen und Vergleich mit den Inklinometermessdaten	94
4.1	Erste Folgemessung – zum Zeitpunkt nach dem Vorspannen der Anker	96
4.2	Zweite Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 3. UG .	99
4.3	Dritte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 4.UG .	102
4.4	Vierte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 5. UG .	105
4.5	Fünfte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Endaushubs	108
4.6	Sechste Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung der Bodenplatte	111
5	Interpretation der Ergebnisse	114
5.1	Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse	114
5.1.1	Schnitt G	114
5.1.2	Schnitt C	114
5.1.3	Schnitt D	115
5.1.4	Diskussion	115

5.2	Mögliche Gründe für die Verformungsabweichungen	116
5.2.1	Deckelsteifigkeiten	116
5.2.2	Modellvereinfachungen	116
5.2.3	Bodenparameter	117
6	Zusammenfassung und Ausblick	121

Kapitel 1

Einleitung

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit der numerischen Modellierung und Berechnung einer 20 m tiefen Baugrube in Wien. Diese wurde im Zuge der Errichtung eines neuen Schulgebäudes im 2. Wiener Gemeindebezirk hergestellt. Die erhebliche Tiefe der Baugrube und ihre innenstädtische Lage setzte die Auswahl einer verformungsarmen Bauweise voraus. Demzufolge wurde eine tiefreichende Schlitzwand für die Baugrubenumschließung ausgeführt, welche mehrfach mit Aussteifungselementen gestützt wurde. Von besonderer Bedeutung bei der statischen Baugrubenberechnung war eine möglichst realitätsnahe Annahme der Erddruckverteilung. Zu ihrer Ermittlung wurde eine vereinfachte FE-Berechnung an einem maßgebenden Schlitzwandabschnitt durchgeführt. Nach Festlegung der Erddruckverteilungsfigur erfolgten die weiteren statischen Berechnungen der Baugrubenumschließung mit konventionellen Rechenmethoden. Dazu wurde die Schlitzwand als ein Mehrfeldträger modelliert. Anhand dieses vereinfachten statischen Systems wurden alle maßgebenden Nachweise geführt.

Die Anwendung von konventionellen Rechenmethoden (z.B. Ermittlung der Momenten- und Querkraftverläufe mit dem Verfahren nach *Blum*) ist für die Berechnung von Baugrubenumschließungen für viele Aufgabenstellungen völlig ausreichend [29]. Dennoch geht ihr Einsatz mit einer Reihe an notwendigen Vereinfachungen der realen Bausituation einher. Diese betreffen beispielsweise die den Berechnungen zugrunde gelegten Stoffmodelle, welche als linear angenommen werden müssen. Außerdem erfordern diese Methoden eine Idealisierung der geometrischen Verhältnisse. Die Berechnung von Verschiebungsgrößen wird also nur an ausgewählten Querschnitten durchgeführt. Eine globale Systembetrachtung ist anhand von analytischen Rechenmethoden nicht möglich.

Die Finite-Elemente-Methode gewann in den letzten Jahrzehnten dank Fortschritte in der Computertechnik zunehmend an Bedeutung und stellt mittlerweile eine relevante Alternative zu den konventionellen Berechnungsmethoden dar. Ihre Anwendung ist in Fällen mit komplizierten geometrischen Randbedingungen, schwierigen Baugrundverhältnissen, sowie komplexen Bauabläufen besonders zielführend. Darüber hinaus erlaubt die Anwendung numerischer Software den Einsatz höherwertiger Materialgesetze, welche das nichtlineare Bodenverhalten genauer beschreiben können. Dies ist von besonderer Bedeutung für die realitätsnahe Erfassung des Verformungsverhaltens von Böden. Bei der Wahl der passenden Stoffmodelle für eine konkrete geotechnische Problemstellung ist jedoch besondere Sorgfalt erforderlich [29], da die unzureichend genaue Einschätzung der modellspezifischen Parameter zu unzuverlässige Ergebnisse führen kann. Im Vergleich zu analytischen Rechenmethoden ist die Kenntnis bzw. Annahme verschiedener Eingangsgrößen, wie beispielsweise die Verteilung der Erddruckeinwirkung vor Beginn der Modellbildung, nicht notwendig. Diese wird als Ergebnis der numerischen Berechnung erhalten [29]. Ein weiterer Vorteil von FE-Rechenmethoden ist beispielsweise die Möglichkeit Gebrauchstauglichkeitsnachweise am selben mechanischen System wie bereits abgeschlossene Grenzzustandsbetrachtungen durchzuführen.

Beim untersuchten Bauvorhaben wurde ein umfangreiches Messprogramm zur Überwachung sämtlicher auftretenden Verformungen verwendet. Die für die eingebaute Schlitzwand maß-

gebenden Warn-, Eingreif- und Grenzwerte wurden anhand der Verformungsergebnisse der analytischen Berechnung festgelegt. Die tatsächlichen Verformungen wurden laufend im Zuge der Baugrubenerrichtung anhand von durchgeführten Inklinometermessungen aufgenommen.

Um zu überprüfen, wie genau eine etwaige FE-Berechnung die real gemessenen Verformungskurven approximieren kann, wird die Baugrube im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit numerisch nachgerechnet. Dazu werden zwei numerischen Modelle – ein zweidimensionales (2D) und ein dreidimensionales (3D) – anhand der FE-Software PLAXIS, basierend auf den vorliegenden Planungsdaten und statischen Angaben entwickelt. Die wesentlichen Projektdaten werden in Kapitel 2 präsentiert. In Kapitel 3 werden das Hardening Soil (HS) und das Hardening Soil Small Modell (HS small), welche der numerischen Berechnung zugrunde gelegt werden, näher erläutert. Darauf folgend wird detailliert auf die Entwicklung beider numerischer Modelle eingegangen. Kapitel 4 beinhaltet die mittels numerischer Berechnungen ermittelten Schlitzwandverformungen. Dazu wird auch ein Vergleich mit den vorhandenen, analytisch ermittelten Verformungswerten durchgeführt. Kapitel 5 enthält eine Zusammenfassung und Interpretation der ausgewerteten numerischen Ergebnisse. In diesem Kapitel werden Faktoren, welche einen möglichen Einfluss auf die Ergebnisse der FE-Berechnung ausüben, diskutiert.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Übereinstimmung der aufgetretenen Schlitzwandverformungen und denjenigen, welche sich aus den numerischen Modellen ergeben, zu überprüfen. Zusätzlich wird die Genauigkeit der zur Modellerstellung getroffenen Annahmen evaluiert und die Sensibilität der numerisch errechneten Ergebnisse im Hinblick auf die Materialparameter diskutiert.

Kapitel 2

Projektdaten

In den Jahren 2016 bis 2020 wurde in der Lessinggasse des 2. Wiener Gemeindebezirks ein neues Schulgebäude errichtet. Dieses neue Schulzentrum entstand infolge der Entscheidung, die historische Bildungsstätte des Oberstufenrealgymnasiums (BORG) Hegelgasse und Bundesrealgymnasiums (BRG) Vereinsgasse unter ein Dach zu bringen. Das neue Gebäude inkludiert insgesamt fünf unterirdischen Ebenen – zwei davon stehen der Schule zur Verfügung und die unteren drei werden für ca. 360 Parkplätze für Anrainer des Viertels bereitgestellt. Für die Errichtung dieses Bauwerks wurde eine ca. 20 m tiefe Baugrube zwischen den zwei bestehenden Nachbargebäuden ausgehoben. Die komplexen, innerstädtischen Randbedingungen erforderten die Herstellung einer verformungsarmen Baugrubenumschließung und den Einsatz einer Reihe an Spezialtiefbaumaßnahmen. Wie bereits in Kapitel 1 erwähnt, wurden im Rahmen dieser Arbeit zwei numerischen Modelle dieses Vorhabens entwickelt. Dazu werden im vorliegenden Kapitel die relevanten Projekt- und Ausführungsdaten für die Baugrubenherstellung präsentiert. Anschließend wird ein Überblick über die gemessenen Verformungsdaten im Laufe des Bauprozesses, welche als Vergleichsbasis für die numerischen Ergebnisse dienen, gegeben.

2.1 Lage des Neubaus

Wie bereits erläutert, befindet sich das neue Schulgebäude im 2. Wiener Gemeindebezirk. In Abbildung 2.1 ist die Lage in einem Auszug des Wiener Baugrundkatasters dargestellt. Nördlich grenzt das Schulgrundstück an die Lessinggasse und auf der südlichen Seite befindet sich die Vereinsgasse. Westlich und östlich befinden sich zwei Bestandsgebäude – eines davon eine Wohnhausanlage, das andere ist ein Teil des alten Schulgebäudes, welches im Zuge dieses Bauvorhabens saniert und in den Neubau integriert wurde.

2.2 Untergrundverhältnisse

2.2.1 Geologisches Gebiet

Aus geologischer Sicht befindet sich der 2. Wiener Gemeindebezirk in der sogenannten Zone der rezenten Mäander. Diese Bezeichnung stammt vom Fließcharakter der Donau bzw. ihren Vorläufern nach der letzten Kaltzeit – der Würmeiszeit, welche vor ca. 12.000 Jahren endete. Die Donau hatte zu diesem Zeitpunkt in diesem Gebiet mehrere mäandrierende Arme und einzelne Inseln, insbesondere nach Hochwasserereignissen. Der Wiederholungscharakter dieser Überflutungen machte in weiterer Folge Regulierungsmaßnahmen notwendig. Somit entstanden infolge der Donauregulierung die Alte Donau, welche im 19. Jahrhundert geschaffen wurde, und die etwas jüngere Donauinsel. Letztere wurde in den Jahren 1972 bis 1988 im Zuge der Schaffung eines Entlastungsgerinnes errichtet.

Die Schichten dieses Überschwemmungsgebiets setzen sich im Allgemeinen aus drei Bodenarten zusammen. Das oberste Schichtpaket bilden Auböden. Diese entstanden als Ergebnis der

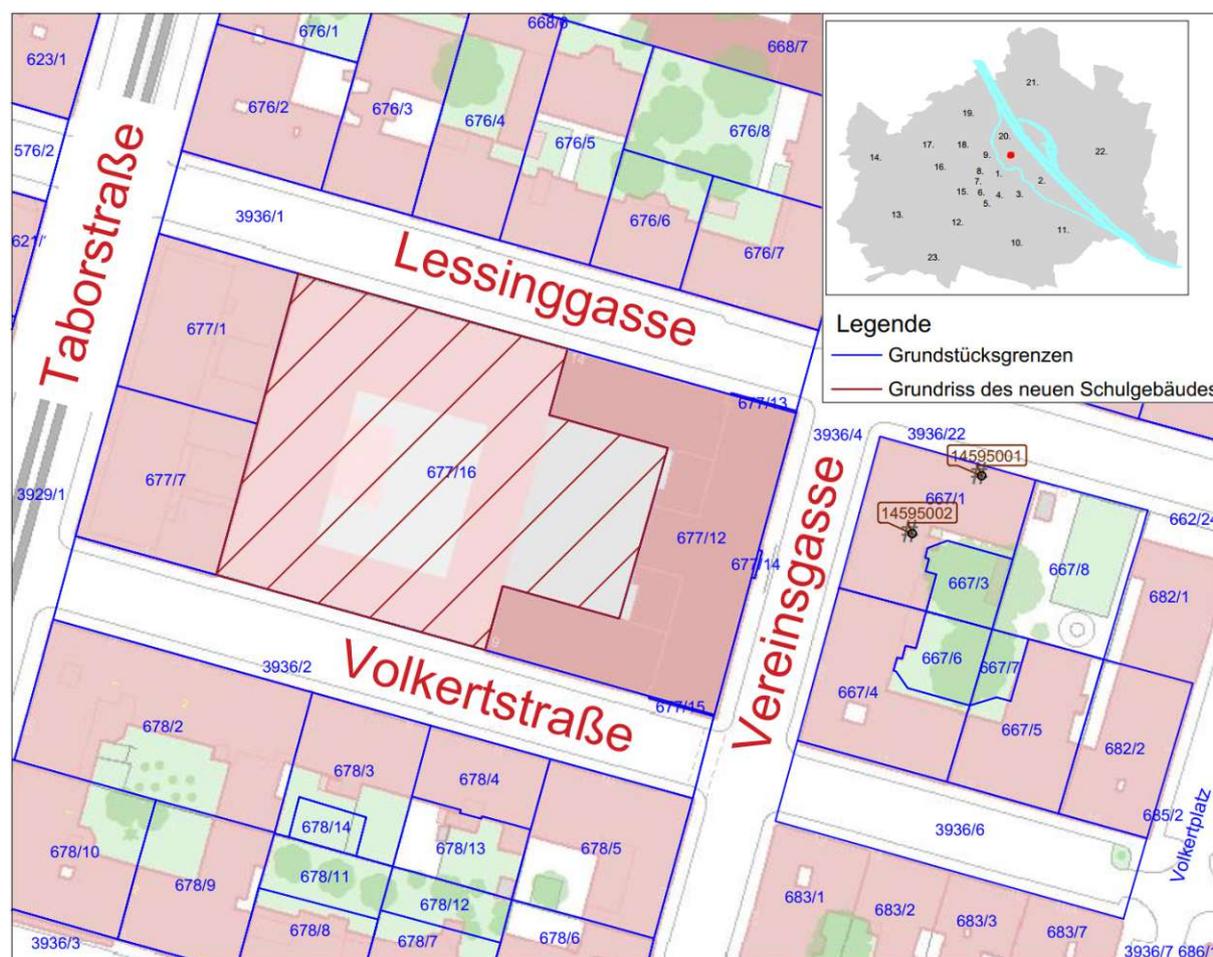


Abb. 2.1: Auszug aus dem Wiener Baugrundkataster [27], adaptiert

Flussströmung und des damit transportierten Boden- und Schwemmmaterials. Dieses Material sedimentierte unter Wasser und wurde dementsprechend keiner Konsolidation unterworfen.

Vor Schaffung der Regulierungsmaßnahmen wurde das Gebiet durch Ab- und Umlagerungen von Schotter-sedimenten durch den Donaufluss geprägt. Diese Sedimente stammten aus den Alpen und der Böhmisches Masse und liegen heutzutage unterhalb der Auböden. Die Schichtdicke und Zusammensetzung dieser Schotterpakete variiert stark aufgrund der örtlich und zeitlich veränderlichen Flussstrecke mit ebenfalls schwankender Fließgeschwindigkeit.

Unterhalb dieser holozänen Ablagerungen befinden sich die miozänen Sedimente des Wiener Beckens. Charakteristisch für diese ist eine Wechsellagerung von sandigen, tonigen Schluffen oder schluffigen Tonen und wasserführenden Sanden, wobei dieses Grundwasser meistens gespannt ist. Während der vorhergehenden Eiszeit wurden diese Schichten durch massive Lasten überlagert und erfuhren eine starke Konsolidation, womit diese aus bodenmechanischer Sicht überkonsolidiert sind. Abbildung 2.2 zeigt eine geologische Karte Wiens, in welcher die Position des in dieser Arbeit thematisierten Bauvorhabens markiert ist. Die in diesem geologischen Gebiet anstehenden Böden sind ebenfalls ersichtliche.

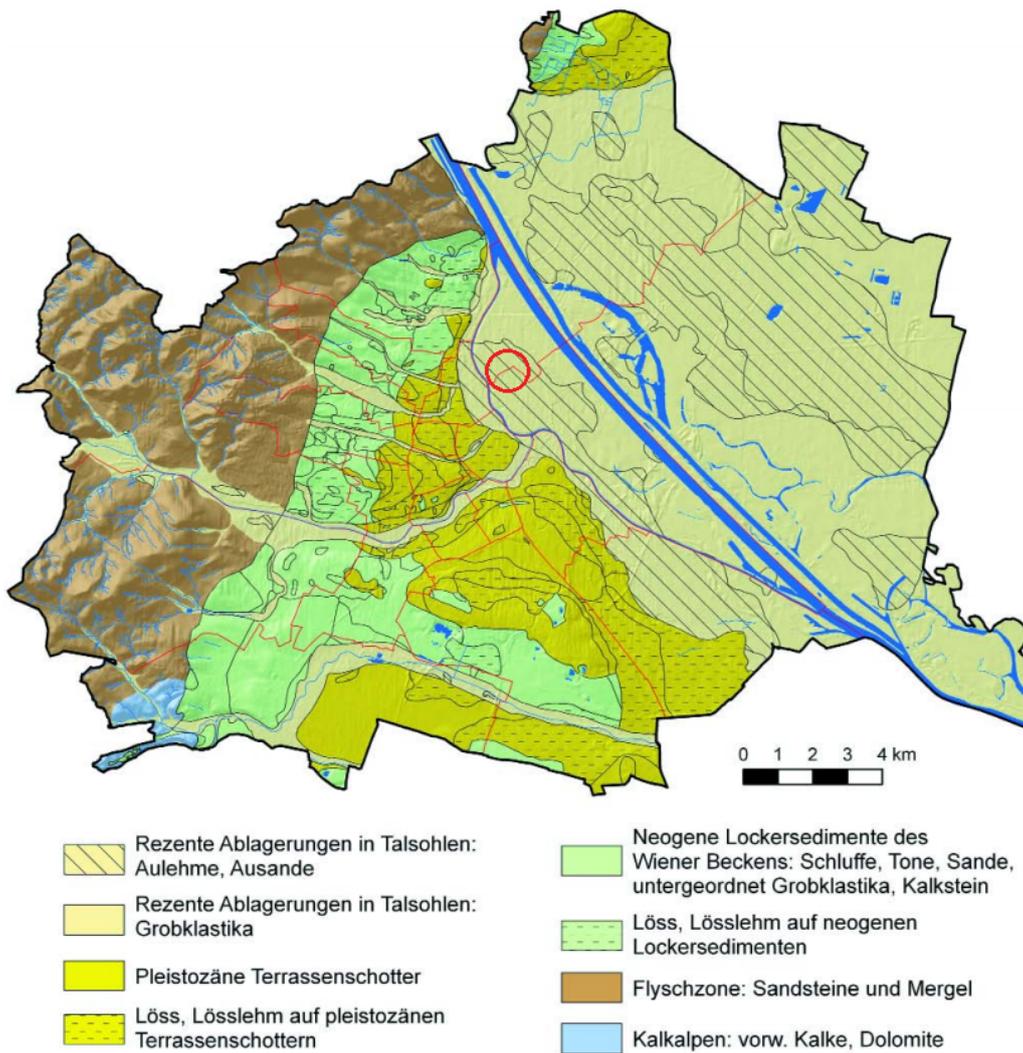


Abb. 2.2: Geologische Karte der Stadt Wien [15]. Mit dem roten Kreis ist die Position des Bauvorhabens in der Leopoldstadt markiert.

2.2.2 Durchgeführte Bodenerkundungen

Beim gegenständlichen Bauprojekt fanden insgesamt drei Aufschlusskampagnen in den Jahren zwischen 2012 und 2015 statt. Das ursprüngliche Baukonzept beinhaltete den Neubau des Schulgebäudes samt zweier Untergeschosse. Die ersten zwei Aufschlusskampagnen wurden für diesen Planungsstand durchgeführt. Später wurde das Projekt um eine Wohnsammelgarage, bestehend aus drei weiteren Untergeschossen, erweitert, weswegen weitere ergänzende Aufschlüsse hergestellt wurden. Alle nachfolgend erläuterten Bodenaufschlüsse sind ausführlich im erstellten Bodengutachten dokumentiert [4] und in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Ihre Lage am Grundstück ist Abbildung 2.4 zu entnehmen.

Erste Aufschlusskampagne

Die ersten Bodenaufschlüsse erfolgten im Mai 2012 im Zuge des Planungswettbewerbs. Dabei wurden zwei Kernbohrungen hergestellt – KB-1 und KB-2 – woraus wiederum neun Proben für bodenphysikalische Laboruntersuchungen entnommen wurden (Abbildung 2.3). Nach dem Abteufen wurden diese Kernbohrungen außerdem als Grundwasserbeobachtungspegel ausgebaut,

was eine laufende Kontrolle der Grundwasserstände erlaubte. Zusätzlich wurden zehn maschinelle Schürfe – S-01 bis S-10 abgeteuft und die Schichtabfolge, sowie etwaige angetroffene Fundamentunterkanten aufgenommen. Bestehende Kernbohrungen des Wiener Baugrunderkaters wurden in Ergänzung zu den durchgeführten Erkundungen bei der Planung berücksichtigt [4].

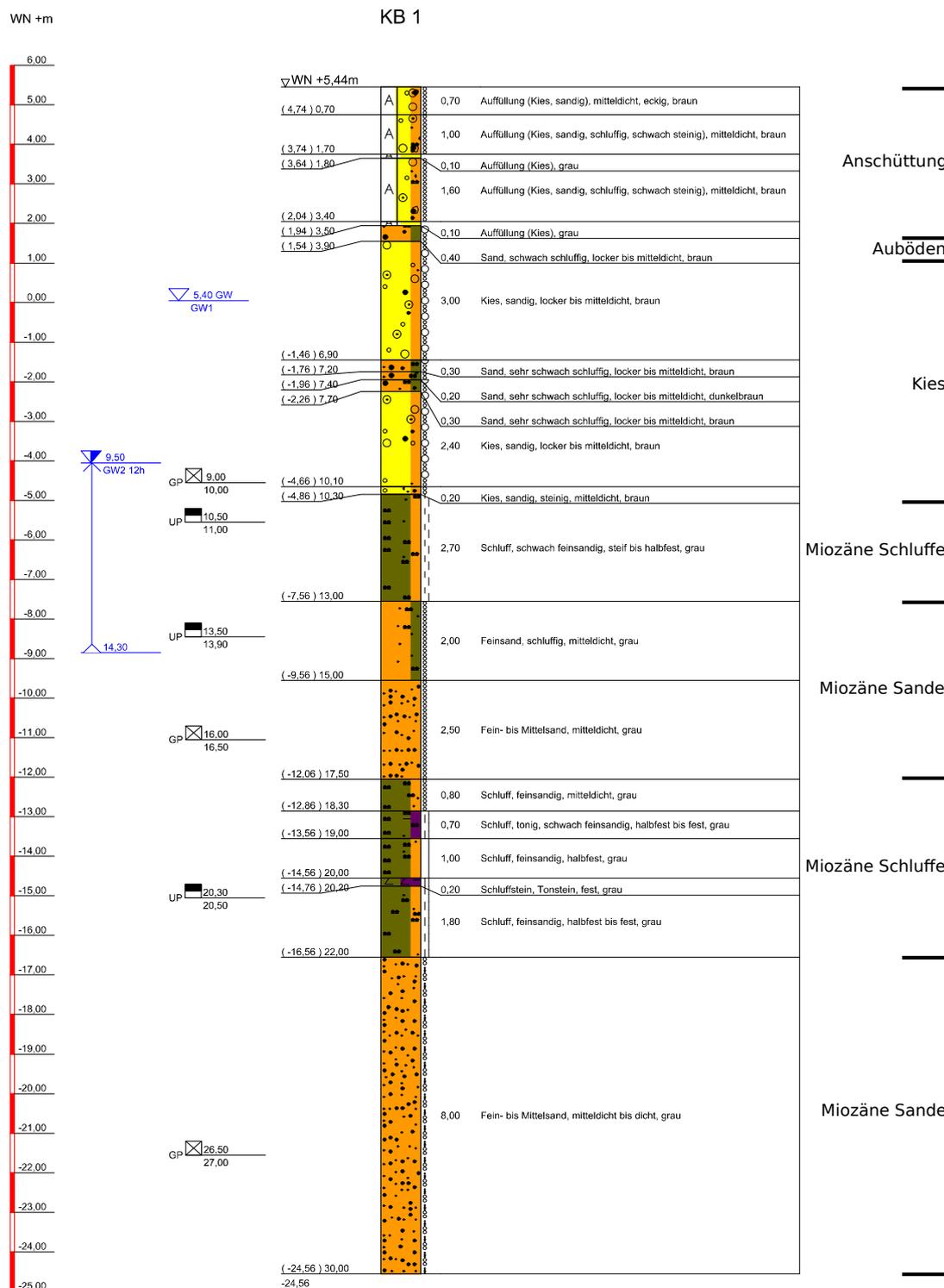


Abb. 2.3: Beispiel einer Kernbohrung: KB-1 – entnommen im Mai 2012, adaptiert aus [4].

Zweite Aufschlusskampagne

Im Juli 2013 erfolgte die nächste Erkundungsphase. Sie diente als Grundlage für die Einreichplanung und bestand aus vier neuen Kernbohrungen – KB-A, KB-B, KB-C und KB-D. Aus diesen konnten 20 Probekörper gewonnen werden, an welchen später bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchgeführt wurden. Darüber hinaus waren weitere Erkundungsmaßnahmen notwendig, um für die Ausführung wichtige Bestandsdaten erheben zu können. Es wurden daher vier Baggerschürfe zur Feststellung der Tiefe und Beschaffenheit von alten Gründungselementen abgeteuft – BS-A, BS-B, BS-C, BS-D. Zur Erkundung der Fundamenttiefe und -beschaffenheit der bestehenden Nachbargebäude wurden drei manuelle Schürfe hergestellt – MSF-1, MSF-2, MSF-3 [4].

Dritte Aufschlusskampagne

Die letzte Phase der Untersuchungen fand im Februar und März 2015 statt (nach der Erweiterung des Projekts um die drei zusätzlichen Tiefgeschosse). Drei Greiferbohrungen – BB-1, BB-2, BB-3 – wurden durchgeführt. Sie reichten bis in einer Tiefe von 45 m und wurden später zu bepumpbaren Pegeln ausgebaut, in denen auch Kurzpumpversuche erfolgten. Aus diesen Bohrungen konnten wiederum 28 Proben für bodenphysikalische Prüfungen entnommen werden [4].

In Tabelle 2.1 ist eine tabellarische Übersicht der durchgeführten Bodenaufschlüsse gegeben.

Tab. 2.1: Übersicht über die Bodenaufschlüsse

Bezeichnung	Erkundungsmethode	Zeit der Durchführung	Erkundungszweck	Spätere Nutzung
KB-1 und KB-2	Kernbohrungen	Mai 2012	Schichtabfolge und Bodenbeschaffenheit	Grundwasserbeobachtungspegel
S-01 bis S-10	Baggerschürfe	Mai 2012	Schichtabfolge und Bodenbeschaffenheit, sowie Tiefe der Fundamentunterkanten	-
KB-A, KB-B, KB-C, KB-D	Kernbohrungen	Juli 2013	Schichtabfolge und Bodenbeschaffenheit	-
BS-A, BS-B, BS-C, BS-D	Baggerschürfe	Juli 2013	Tiefe und Beschaffenheit alter Gründungselemente	-
MSF-1, MSF-2, MSF-3	manuelle Schürfe	Juli 2013	Tiefe und Beschaffenheit der umgebenden Bestandsfundamente	-
BB-1, BB-2, BB-3	Greiferbohrungen	Februar und März 2015	Schichtabfolge und Bodenbeschaffenheit	bepumpbare Pegel

2.2.3 Beschreibung der Baugrundsituation

Aus den gewonnenen Bohrprofilen ließen sich generelle Rückschlüsse auf den Bodenaufbau am Grundstück ziehen. Die Schichteinteilung des anstehenden Untergrundes konnte damit bestimmt werden. Diese entsprach weitestgehend den erwarteten Bodenverhältnissen der geologischen Zuordnung im Projektgebiet und wurde im geotechnischen Gutachten folgendermaßen kategorisiert [4].

1. Deckschicht

Das Grundstück wurde früher als Parkplatz genutzt. Dementsprechend besteht die Deckschicht hauptsächlich aus Grädermaterial und teilweise Asphalt. Sie weist eine sehr geringe Mächtigkeit auf und ist für geotechnischen Berechnungen irrelevant.

2. Anthropogene Anschüttungen

Die unterhalb der Deckschicht befindlichen Anschüttungen bestehen hauptsächlich aus

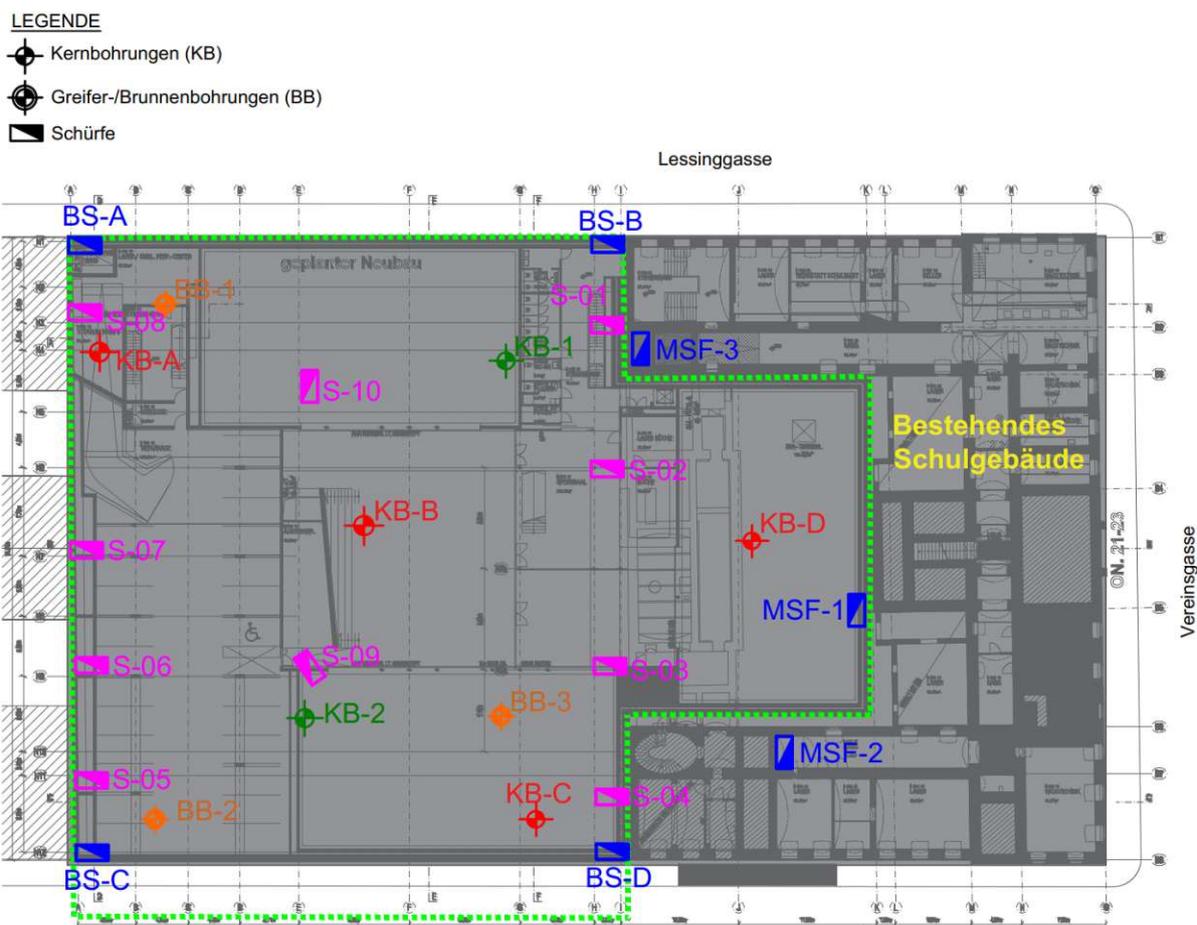


Abb. 2.4: Lage der Bodenaufschlüsse [4]

Bauschutt (Ziegel- und Betonreste, Mauerwerk, Holz, Steine, Kunststoff) und beigemischten Schluffen, Sanden und Kiesen.

3. Ausedimente

Aus den Bohrprofilen wird ersichtlich, dass bereichsweise sandige Schluffe und gering schluffige Sande unterhalb der Anschüttungen anstehen, deren Mächtigkeit stark variiert. Diese Schichten sind an manchen Stellen gar nicht vorhanden.

4. Holozäne Sedimente (Donaukiese)

Diese Kiesschichten sind durch eine lokal sehr heterogene Zusammensetzung und streuende Lagerungsdichte (von sehr locker bis sehr dicht) charakterisiert. Darin eingeschlossene Sandlinsen sind nicht unüblich. Die Übergangszone zwischen dieser Schotterebene und den nachfolgenden miozänen Sedimenten ist oft schwer zu bestimmen, da die quartären und tertiären Sedimente keine großen Unterschiede aufweisen.

5. Miozäne Sedimente (Wiener Tegel)

Wie bereits erwähnt, folgen die miozänen Sedimente dem quartären Donauschotter. In der Regel wurden diese Schichten in der letzten Eiszeit großen Belastungen unterworfen, weswegen sie als überkonsolidiert gelten. In diesem Fall sind die tertiären Sedimente durch eine Wechsellagerung von sandigen bzw. tonigen Schluffen und schluffigen Sanden repräsentiert.

Verhärtungszonen (Konkretionen) wurden in dieser Schicht ebenfalls festgestellt, sowie ein für den Wiener Tegel charakteristisches, gespanntes Grundwasser.

Die Grundwasserstände wurden bei diesem Projekt auf Basis von Bestandsdaten und projektspezifischen Grundwassermessungen abgeleitet. Dazu wurden Daten aus bereits existierenden Grundwassermessstellen im 2. Wiener Gemeindebezirk erhoben und laufende Kontrollen der Grundwasserstände in den ausgebauten Grundwasserbeobachtungspegeln durchgeführt. Es wurden zwei Grundwasserstockwerke festgestellt. In der Kiesschicht gab es einen freien Grundwasserhorizont und in den sandigen Schichten des Wiener Tegels befand sich gespanntes Grundwasser, dessen Druckhöhe nahezu bis zur Höhe des freien Grundwasserspiegels reichte. Die rechnerischen Grundwasserstände wurden auf Basis der Messungen wie folgt festgelegt:

- Kote des freien Grundwasserspiegels im Bauzustand: $+1,00 \text{ m WN} \cong -4,32 \text{ m BN}$
- Kote des gespannten Grundwasserspiegels im Bauzustand: $\leq +1,00 \text{ m WN} \cong -4,32 \text{ m BN}$

2.2.4 Bodenphysikalische Untersuchungen

Eine wesentliche Aufgabe der Bodenerkundung ist die Bestimmung grundlegender Eigenschaften und Kenngrößen eines Bodens. Die Kenntnis der bodenphysikalischen Kennwerte und Festigkeitsparameter bildet die Basis für möglichst genaue und zuverlässige Berechnungen. Solche Prüfungen werden in speziell ausgestatteten Laboren durchgeführt und sind ein Bestandteil des Bodengutachtens.

Bei der Durchführung von diesem Projekt wurden insgesamt 57 Proben aus allen Aufschlusskampagnen gewonnen. Die bodenphysikalischen Prüfungen erfolgten am Erdbaulaboratorium der Technischen Universität Wien. Dabei wurden Sieb- und Schlämmanalysen, Durchlässigkeitsversuche sowie einaxiale Druckfestigkeitsversuche und Scherversuche durchgeführt.

Mit den aus den Untersuchungen ermittelten Bodenkennwerten und der Kenntnis über die Raumverteilung der Bodenschichten wurde die Zusammenfassung des vor Ort anstehenden Untergrunds zu einem Baugrundmodell möglich, auf welches im nächsten Abschnitt eingegangen wird.

2.2.5 Baugrundmodell

Die Lösung von geotechnischen Problemstellungen erfordert vorerst die Definition der Schichtabfolge des Untergrunds. Auf Basis von Bodenaufschlüssen und zugehörigen Ergebnissen bodenphysikalischer Prüfungen kann ein einheitliches Bodenmodell des Untergrunds hergeleitet werden. Allerdings ist hier zu beachten, dass aufgrund der stichpunktartigen Aufschlüsse auf Interpolation zwischen den Ansatzpunkten der Bohrungen zurückgegriffen werden muss. Daher müssen mögliche Abweichungen vom Baugrundmodell bereits bei der Projektplanung mitberücksichtigt werden. Ein weiterer wesentlicher Aspekt der Erstellung eines Baugrundmodells ist die Ermittlung der den Bodenschichten zugehörigen Kennwerte. Jene Parameter, welche für konventionelle Berechnungsmethoden notwendig sind, werden standardmäßig in geotechnischen Gutachten inkludiert. Diese sind für statische Berechnungen zur Dimensionierung von lastabtragenden Bauteilen und der Durchführung von Nachweisen weitestgehend ausreichend. Falls jedoch bei der Lösung des vorliegenden geotechnischen Problems auf die Anwendung numerischer Rechenmethoden und höherwertiger Stoffmodelle zurückgegriffen wird, wie beispielsweise das Hardening Soil Modell oder dessen Erweiterung das Hardening Soil Small Modell (siehe Abschnitt 3.2), ist die Kenntnis über zusätzliche, modellspezifische Steifigkeitsparameter des Bodens vorausgesetzt. Da ihre labor-technische Ermittlung jedoch zeit- und kostenintensiv sein kann, sind diese in geotechnischen

Gutachten üblicherweise nicht enthalten. Daher muss ihre Bestimmung ausdrücklich angefordert oder eine Annahme für die entsprechenden Werte getroffen werden.

Im vorliegenden Projekt konnte der anstehende Untergrund, nach Durchführung der notwendigen Erkundungsmaßnahmen und labortechnischen Untersuchungen, in folgende Homogenbereiche unterteilt werden [4]:

- (A) Anschüttungen
- (B) Ausedimente – Auschluffe (B1) und Ausande (B2)
- (C) Donaukiese
- (D) Miozäne Sedimente – miozäne Schluffe (D1) und miozäne Sande (D2).

In Abbildung 2.5 ist das auf den Erkundungsbohrungen basierende Baugrundmodell, mit den oben zusammengefassten Schichten, und der rechnerische Grundwasserspiegel ersichtlich. Die mittleren

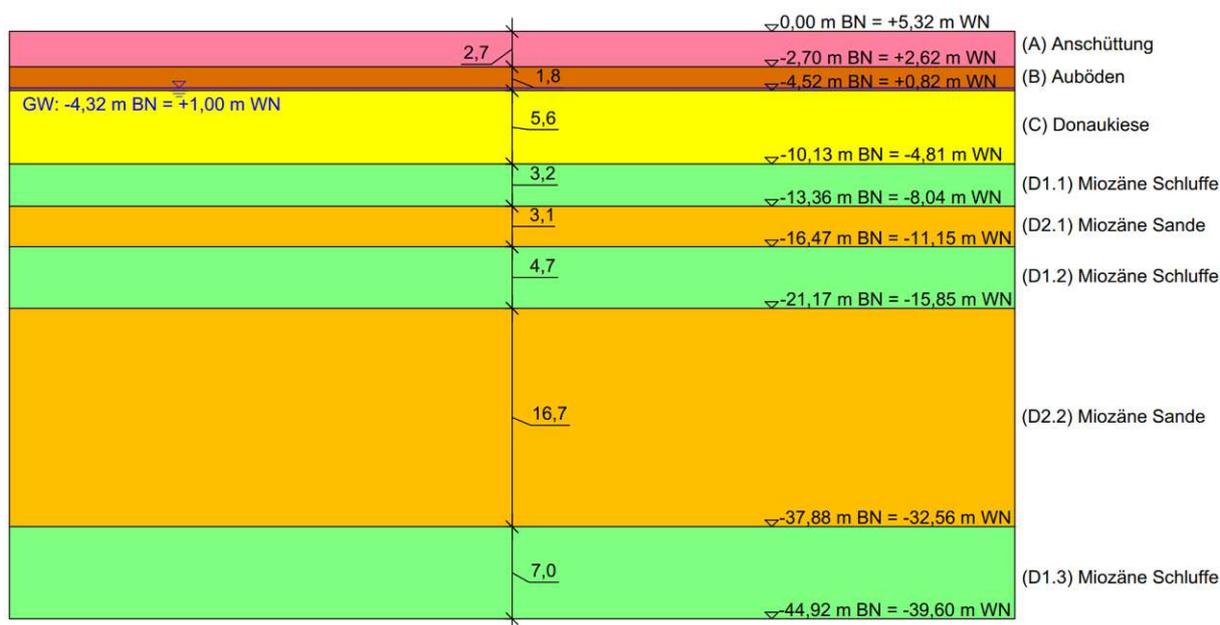


Abb. 2.5: Baugrundmodell des anstehenden Untergrunds am Projektplatz

Bodenkennwerte, welche für die einzelnen Bodenkennwerte hergeleitet wurden, sind in Tabelle 2.2 zusammengefasst. Diese Werte bildeten gemeinsam mit dem vereinfachten Bodenmodell die Grundlage für die statische Berechnung.

2.3 Baugrubensicherung und Gründung

Das neue Schulgebäude beinhaltet fünf Untergeschosse – zwei davon werden für Schulzwecke genutzt und die restlichen drei werden als Wohnsammelgarage verwendet. Dementsprechend lag die Baugrubensohle mit 19,5m unter Baunull und 19,7m unter Geländeoberkante. Die Baugrubensohle befand sich 15,2m unter dem Bemessungswasserspiegel, welcher bei -4,32m unter Baunull lag. Somit musste die Bodenplatte bzw. das Gebäude gegen Aufschwimmen gesichert werden. Dazu wurden Tiefgründungsmaßnahmen in Form von Schlitzwandelementen ausgeführt. Darüber hinaus dienten diese auch als Fundierung für die Hilfstützen, welche im Zuge

Tab. 2.2: Zu den Homogenbereichen zugehörige Bodenkennwerte

	Homogenbereiche					
	(A) Anschüttungen	(B1) Auschluffe	(B2) Ausande	(C) Donaukiese	(D1) Miozäne Schluffe	(D2) Miozäne Sande
Wichte feucht γ_f [kN/m ³]	18,5	20,0	20,0	20,5	20,0	20,0
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	10,5	10,5	10,5	11,5	10,0	10,0
Wichte wassergesättigt γ_{sat} [kN/m ³]	20,5	20,5	20,5	21,5	20,0	20,0
Reibungswinkel φ	27°	25°	28°	35°	25°	30°
Kohäsion c [kN/m ²]	0,0	5,0	0,0	0,0	5,0	0,0
Durchlässigkeits- beiwert k_f [m/s]	-	-	-	$1 \cdot 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-3}$	-	$10^{-6} - 10^{-5}$ (D2.1) (*) $10^{-5} - 10^{-4}$ (D2.2) (*)

(*) Es handelt sich dabei um einen horizontalen Durchlässigkeitsbeiwert.

des Baugrubenaushubs hergestellt wurden. Die zur Abtragung der Bauwerkslast ausgeführten Stützen im Endzustand wurden ebenfalls auf den Schlitzwandelementen fundiert.

Die unmittelbare Nähe der Nachbargebäude setzte die Ausführung einer verformungsarmen Baugrubensicherung voraus. Dazu wurde eine tiefreichende Schlitzwand mit einer Stärke von 1,0 m hergestellt. Ihre Stützung erfolgte mittels drei vollständiger Aussteifungsdeckel und zwei Teildeckel mit bereichsweise ausgeführten Verankerungen.

Der vergleichsweise hohe Grundwasserspiegel und das Vorhandensein von gespanntem Grundwasser in den sandigen Schichten des Wiener Tegels erforderten die Planung von umfangreichen Wasserhaltungsmaßnahmen. Einerseits mussten Brunnen zum Lenzen der Baugrube und andererseits zur Grundwasserentspannung hergestellt werden. Dadurch konnte die Baugrube „im Trockenen“ hergestellt und die Gefährdung der Lagesicherheit durch hydraulischen Grundbruch oder Aufschwimmen der Baugrubensohle vermieden werden. In den folgenden Abschnitten wird detaillierter auf die Baugrubensicherungs- und Gründungsmaßnahmen eingegangen.

2.3.1 Sicherung der Nachbarbebauung

Ein erster Schritt bei der Planung von Baugruben im innenstädtischen Bereich ist die Beurteilung der Lage des herzustellenden Aushubs in Bezug auf die umgebende Bebauung. In Abbildung 2.6 ist ein allgemeiner Grundriss des Gebäudes dargestellt, wobei die Position des in Abbildung 2.7 abgebildeten Schnittes 1 rot markiert ist. In Schnitt 1 wird die Lage der bestehenden Nachbargebäude in Relation zum Neubau ersichtlich. Die Nachbargebäude befinden sich in unmittelbarer Nähe zum Grundstück und mussten daher im Zuge der Aushubarbeiten gesichert werden.

Bei diesem Bauvorhaben war es erforderlich den Boden unterhalb den Bestandsfundamenten, unter Berücksichtigung des Herstellverfahrens für Schlitzwände, zu vergüten. Dies hatte den Zweck etwaige lokal auftretende Setzungen der Fundamente zufolge Spannungsumlagerungen zu reduzieren und war auch für die Führung des Nachweises des offenen Schlitzes nach ÖNORM EN 1538, im

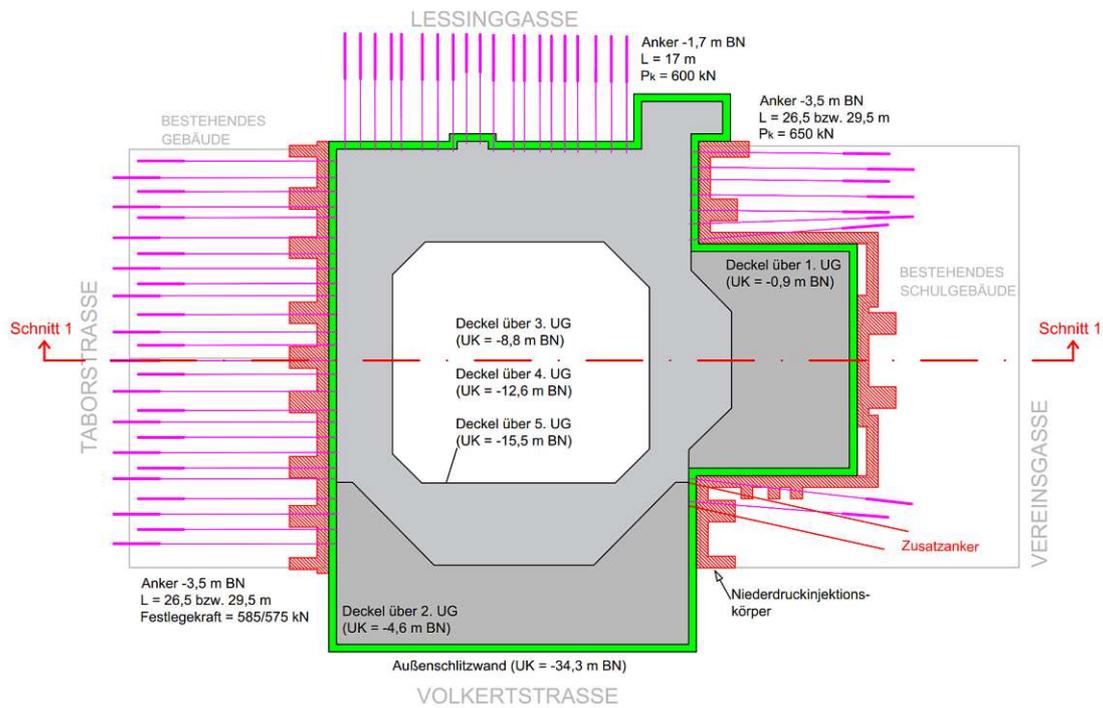


Abb. 2.6: Grundriss des Neubaus mit den Baugrubensicherungsmaßnahmen

SCHNITT 1-1

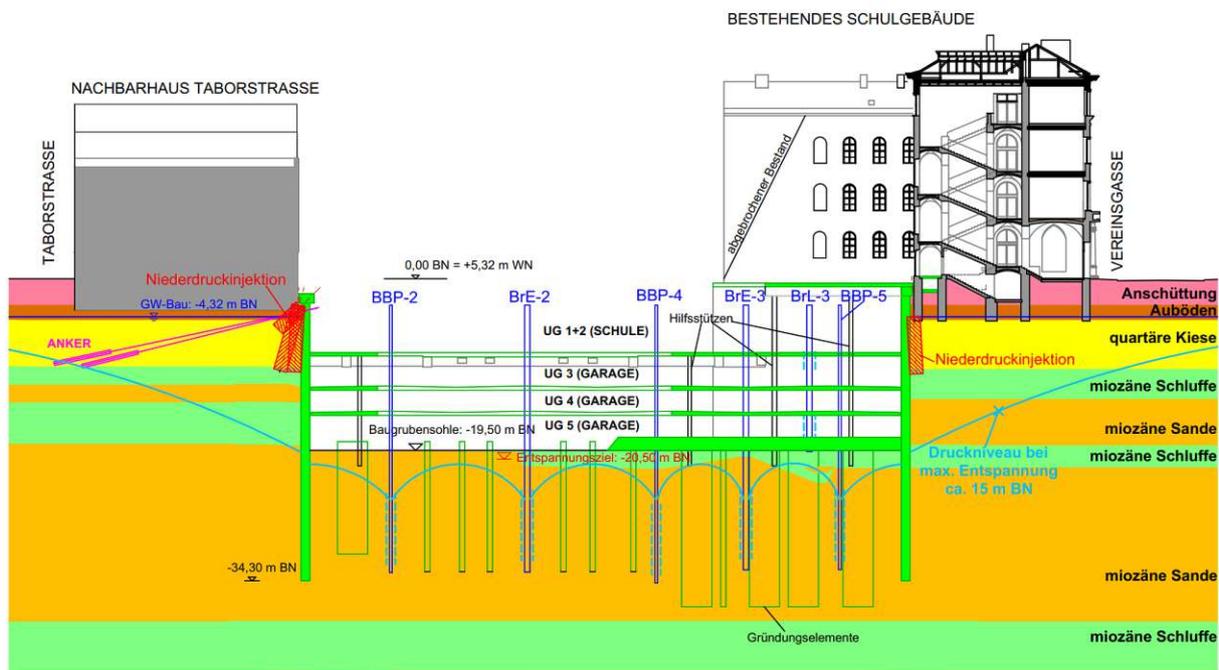


Abb. 2.7: Schnitt 1-1

Zuge der Schlitzwandbemessung notwendig. Dazu kam das Manschettenrohrinjektionsverfahren zum Einsatz, welches schematisch in Abbildung 2.8 dargestellt ist.

Zementinjektion

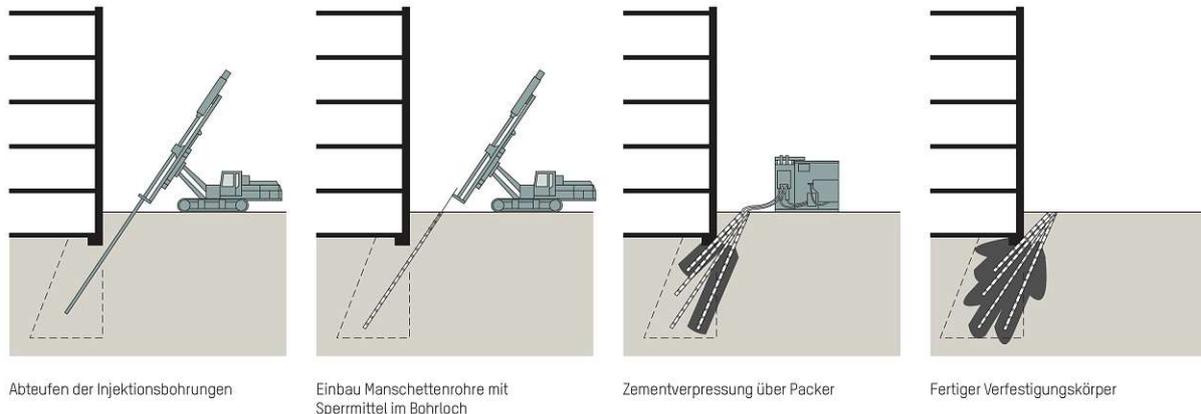


Abb. 2.8: Manschettenrohrverfahren [8]

Es handelt sich dabei um Niederdruckinjektionen, auch Penetrationsinjektionen genannt, welche die Bodenstruktur kaum verändern. Je nach Bodenart wird unterschiedliches Injektionsgut in den Boden eingebracht und die vorhandenen Poren werden verfüllt, ohne dass das Korngerüst wesentlich beeinflusst wird. Es kommt zu einer Verfestigung des Bodens nach dem Erhitzen der injizierten Suspension, wobei die Steifigkeit und Scherfestigkeit des Bodens deutlich erhöht werden. Eine weitere positive Nebenwirkung von Niederdruckinjektionen, ist die Reduktion der Bodendurchlässigkeit. Zur Veranschaulichung des Ergebnisses von solchen Injektionsvorgängen sind in Abbildung 2.9 ein freigelegter Injektionskörper und eine Injektionskörperprobe dargestellt.



Abb. 2.9: Links: Freigelegter Injektionskörper Rechts: Injektionskörperprobe [5]

Im vorliegenden Projekt war diese Ertüchtigungsmaßnahme der erste, wesentliche Schritt der Ausführungsphase. Ziel war es eine Vergütung des Bodens unterhalb der Bestandsfundamente bis zur Unterkante der anstehenden Kiese zu erzielen und somit eine Erhöhung der Kohäsion in dieser Schicht zu gewährleisten. Die Injektionen fanden in zwei Vorgängen statt, da kein ausreichender Injektionserfolg nach der ersten Injektionsrunde festgestellt werden konnte. Die

durchgeführten Rammsondierungen und Kernbohrungen wiesen nur eine unzureichende Verkitzung der Kiesschicht nach, weswegen ein zweiter Injektionsdurchgang notwendig war. Nach einer Anpassung der Rezeptur des Injektionsguts und der Injektionsmenge, konnte der gewünschte Verkitzungsgrad erreicht werden. Allerdings erfuhren die zwei Gebäude noch vor Anfang der ersten Injektionsrunde unerwartete Setzungen, welche jedoch zu keinen Schäden führten. Nach Beendigung der Injektionsvorgänge konnte mit der Herstellung der Schlitzwand begonnen werden.

2.3.2 Schlitzwandherstellung und Auffüllinjektionen

Schlitzwände eignen sich besonders gut für die Ausführung von Baugrubenumschließungen, da sie eine biegesteife und verformungsarme Bauweise darstellen. Sie können mit Querschnitten von 0,4 bis 1,6 m und Tiefen von bis zu 100 m und mehr hergestellt werden. Darüber hinaus ist eine wasserundurchlässige Herstellung möglich und sie lassen sich üblicherweise im Bauwerk integrieren.

Die Schlitzwand im gegenständlichen Projekt wurde mit einer Stärke von 1 m und einer Länge von 33,4 m hergestellt. Dazu wurde ein Hydro-Seilbagger, welcher mit einem Schlitzwandgreifer ausgestattet war, eingesetzt. Die Schlitzwand wurde in Segmenten ausgeführt mit einer Segmentlänge von 3,4 m, mit einigen Ausnahmen bei denen die Segmentlänge variierte [3]. Insgesamt wurden 77 Schlitzwandsegmente für die Baugrubenumschließung in den Boden eingebracht. Zusätzlich wurden, wie in Abschnitt 2.3 erwähnt, weitere Schlitzwände als Gründungselemente für die geplanten Hilfsstützen ausgeführt. Deren Länge variierte wiederum zwischen 13,7 m und 17,4 m ab Bodenplattenunterkante. Das Arbeitsplanum für ihre Ausführung lag oberhalb der quartären Kiese [3]. In Abbildung 2.10 ist ein Grundriss des Gebäudes mit einer schematischen Aufteilung der Schlitzwandelemente ersichtlich.

Bereits bei der Herstellung des ersten Schlitzwandsegments kam es zu erheblichen Suspensionsverlusten im Bereich der Donaukiesen und zu Gefährdung der Standsicherheit des offenen Schlitzes. Nach Anpassung der Stützflüssigkeit durch Zugabe von Verdickungsmitteln konnte sich der Filterkuchen an der Schlitzwandoberfläche aufbauen und das Segment fertiggestellt werden. Allerdings wurden die weiteren Bauarbeiten eingestellt und der Grund für den erschwerten Herstellungsvorgang untersucht. Durchgeführt wurden Rammsondierungen und Kernbohrungen, welche auf das Vorhandensein von sogenannten Fehlkornkiesen hindeutete. Dabei handelt es sich um intermittierend gestufte Kiesschichten, welche typisch für die in diesem Gebiet befindlichen quartären Donaukiese sind [5]. Laut DIN 4126 sind Sondermaßnahmen im Falle von grobkörnigen Schichten dann zu treffen, wenn $d_{10} > 5$ mm ist und die Schichtmächtigkeit mehr als 0,5 m beträgt [11]. Dies war bei diesem Bauvorhaben jedoch nicht die Situation, denn die Schichtstärke der Donaukiese betrug zwischen 5,2 und 6,7 m, und die aus den Siebanalysen abgeleiteten Kornverteilungskurven ließen darauf schließen, dass d_{10} stets < 5 mm war. Die aufgetretene problematische Sachlage resultierte aus einer Konstellation ungünstiger Umstände – das fehlende Feinkorn in den Kiesschichten, deren große Mächtigkeit und bereichsweise sehr lockere Lagerung [3].

Daher wurden Zusatzmaßnahmen in Form von Auffüllinjektionen an den betroffenen Stellen angeordnet. Diese wurden mithilfe eines DSV-Bohrgeräts ausgeführt, wobei der Injektionsvorgang von oben nach unten erfolgte und ein niedriger Suspensionsdruck gewählt wurde. Von großer Bedeutung war die Wahl eines passenden W/B-Wertes, da die Festigkeit der erhärteten Suspension nicht zu hoch sein durfte. Grund dafür war die Voraussetzung, dass der entstandene Boden-Injektionsgut-Gemisch im Zuge der Schlitzwandarbeiten immer noch durchörtert werden können sollte. In der Abbildung 2.11 befindet sich eine Skizze einer hergestellten Auffüllinjektion. Die eingebrachten Suspensionsmengen befinden sich auf der linken Seite der Skizze und sind über die Tiefe aufgetragen. Daraus wird ersichtlich, dass im Vergleich zum Bereich der dicht gelagerten Kiese, deutlich mehr Injektionsgut in den Bereichen mit lockerer Lagerung benötigt wurde. Die

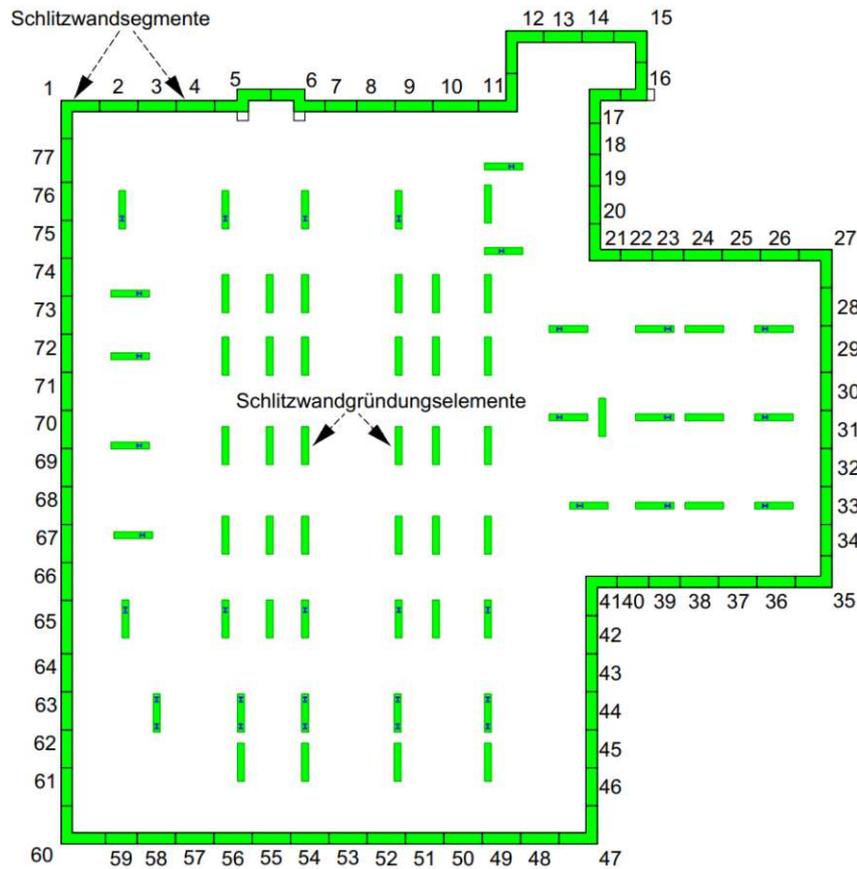


Abb. 2.10: Skizze der Schlitzwandelemente der Baugrubenumschließung

im Bild dargestellte Rammsondierung (DPH13), welche im Zuge der Erkundungskampagne durchgeführt wurde, bestätigt zusätzlich die Übereinstimmung der Tiefenlage der lockeren Donaukiese mit den dort eingebrachten Suspensionsmengen.

Nach Durchführung der Auffüllinjektionen konnte die baugrubenumschließende Schlitzwand erfolgreich hergestellt werden.

Schlitzwandaussteifung mittels Deckelbauweise

Die Herstellung der Baugrube erfolgte mittels der Deckelbauweise (auch „Top Down“ genannt). Bei dieser Baumethode werden die einzelnen, im Zuge der Aushubherstellung ausgeführten Decken gleichzeitig zur Aussteifung der Baugrubenumschließung herangezogen. Die Decke nahe der Geländeoberkante wird zuerst hergestellt, allerdings nicht vollständig betoniert. Es wird mitten in der Decke eine ausreichend große Öffnung frei gelassen, sodass der nachfolgende Aushub fortgesetzt werden kann. Dabei wird der Boden unterhalb dieser ersten (Teil-)Platte weggeführt. Weitere Deckenhorizonte können somit bis zum Erreichen der tiefsten Aushubsohle, bei der die Unterkante der Bodenplatte zu liegen kommt, hergestellt werden. Die gleichzeitige Nutzung der einzelnen Deckenhorizonte zur Aussteifung und die minimierten Verformungen sind der Hauptvorteil dieser Bauweise. Weitere Aussteifungselemente und Stützmaßnahmen können hierbei eingespart werden, was im innenstädtischen Bereich von besonderem Wert sein kann, da etwaige Nachbarrechte unverletzt bleiben.

Bei der Baugrube in der Lessinggasse wurden zwei Teildeckel, jeweils über dem ersten und zweiten Untergeschoss, und drei volle Deckelhorizonte über dem dritten, vierten und fünften Untergeschoss hergestellt. Der Deckel über dem ersten Untergeschoss befand sich auf der östlichen

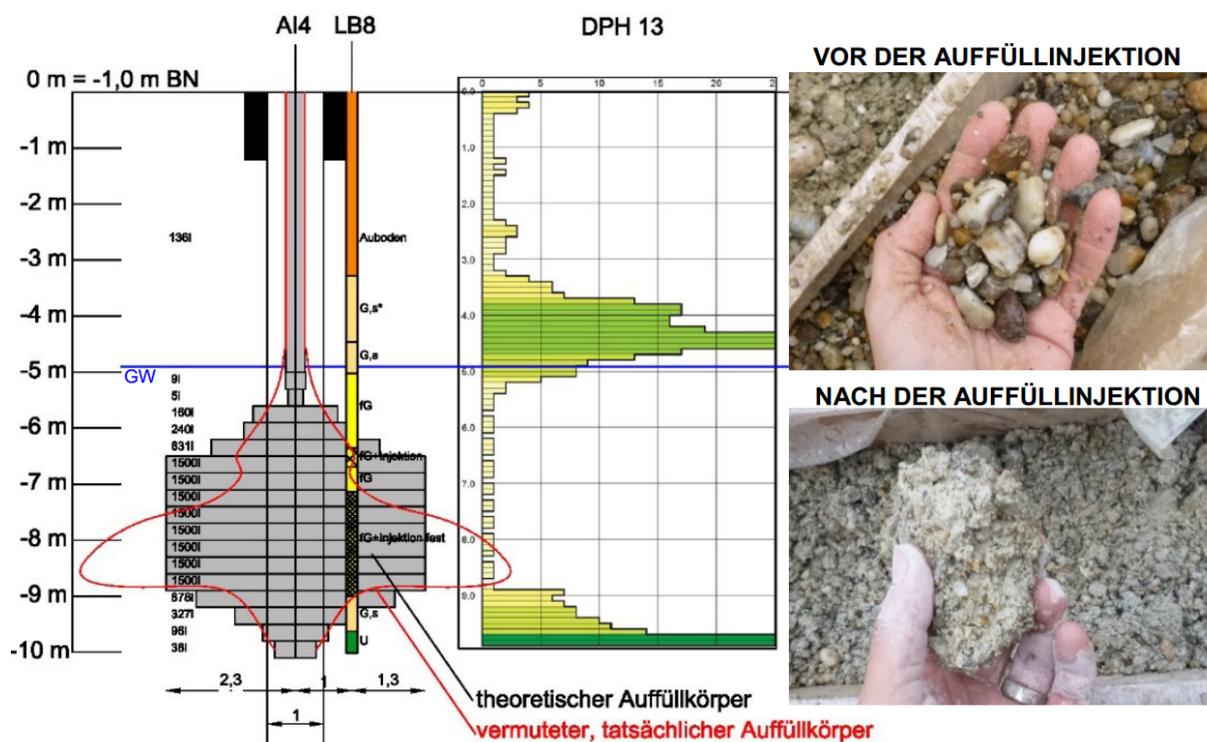


Abb. 2.11: Auffüllinjektion: Skizze der über die Tiefe eingebrachten Suspensionsmengen und Fotodokumentation des Kieses vor und nach abgeschlossener Injektion [3]

Baugrubenseite, angrenzend an das alte Schulgebäude. Auf der südlichen Baugrubenseite angrenzend an der Volkertstraße, befand sich der Aussteifungsdeckel über dem zweiten Untergeschoss. Die restlichen drei Aussteifungshorizonte umfassten den gesamten Baugrubenumriss, wurden allerdings entsprechend der Deckelbauweise mit einer arbeitsbedingten Öffnung ausgeführt. Abbildung 2.12 zeigt die bereits diskutierten Deckelhorizonte im Grundriss der Baugrube und in Abbildung 2.13 ist ein Foto der Baugrube während der Herstellung des Aushubs unterhalb des Deckels über dem vierten Untergeschoss dargestellt.

Stützung mittels Verpressanker

Wie bereits im vorhergehenden Abschnitt erläutert, erstreckten sich die Aussteifungsdeckel über dem ersten und zweiten Untergeschoss nicht über den gesamten Baugrubenumriss (siehe Abbildung 2.12). In den Bereichen ohne Aussteifungsdeckel wurden Verpressanker ausgeführt. Diese befanden sich auf der westlichen und nördlichen Seite der Baugrube, sowie teilweise auf der östlichen Seite, in Bereichen welche an das alte Schulgebäude angrenzten. Die Anker waren als Bauzeitanker konzipiert und wurden im Zuge der Fertigstellung der Untergeschosse ausgebaut. Sie wurden so bemessen, dass ihre Verpressstrecke stets in den quartären Kiesen zu liegen kam. Die Ankerneigungen betragen 12° und 14° auf der Seite zur Taborstraße und zum alten Schulbestand hin und 28° auf Seite der Lessinggasse. Eine Besonderheit bei der letztgenannten Seite war, dass die Anker nicht mit der erforderlichen Länge, welche für die erfolgreiche Führung des Nachweises der tiefen Gleitfuge notwendig gewesen wäre, ausgeführt werden konnten. Grund dafür war, dass die Grundgrenze, wie dies oft im öffentlichen Raum der Fall ist, nicht überschritten werden durfte. Dies musste daher bei der Bemessung der Schlitzwand berücksichtigt werden. Diese Ankerreihe wurde nur für den ersten Aushub in der Berechnung berücksichtigt, da sich der Nachweis der tiefen Gleitfuge nur in diesem Zustand führen ließ. Die Schlitzwand wurde

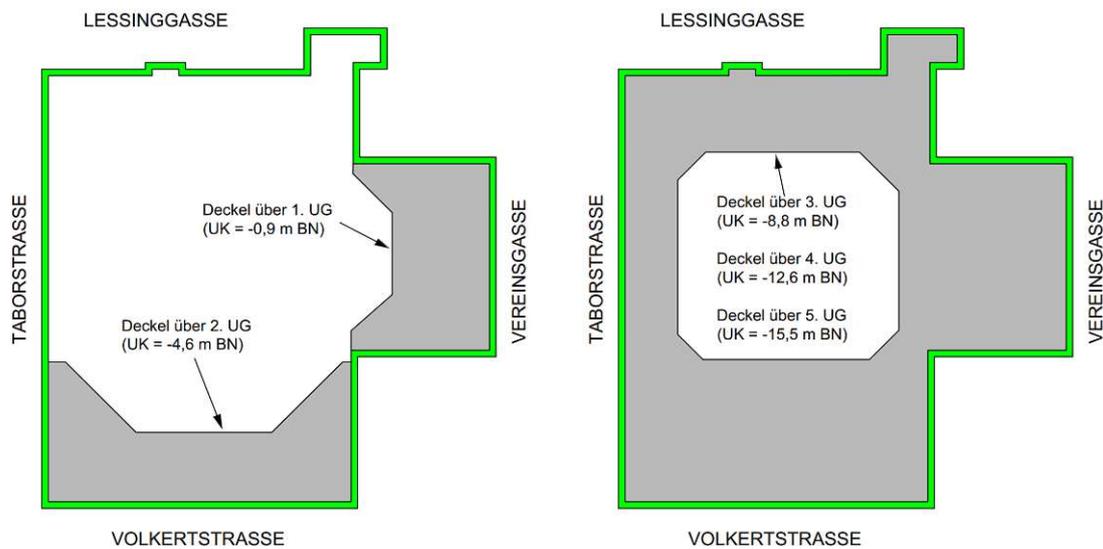


Abb. 2.12: Links: Deckel über UG 3, 4 und 5. Rechts: Deckel über UG 1 sowie 2 und Ankeraus-
teilung



Abb. 2.13: Die Baugrube mit vier bereits hergestellten Deckenhorizonten

schlussendlich so bemessen, dass sie in der Lage war die im Zuge der nächsten Aushubzustände auftretenden Schnittkräfte aufzunehmen. Obwohl der Nachweis der tiefen Gleitfuge für die weiteren Bauzustände nicht erfüllt war, dienten die Anker als konstruktive „Verformungsbremse“ für die Schlitzwandkopfverformungen. Damit konnten diese auf rund 10 mm begrenzt werden. Dies stellte eine deutliche Verbesserung zur rechnerisch ermittelten Kopfverformungen dar, welche mit 50 mm berechnet wurden.

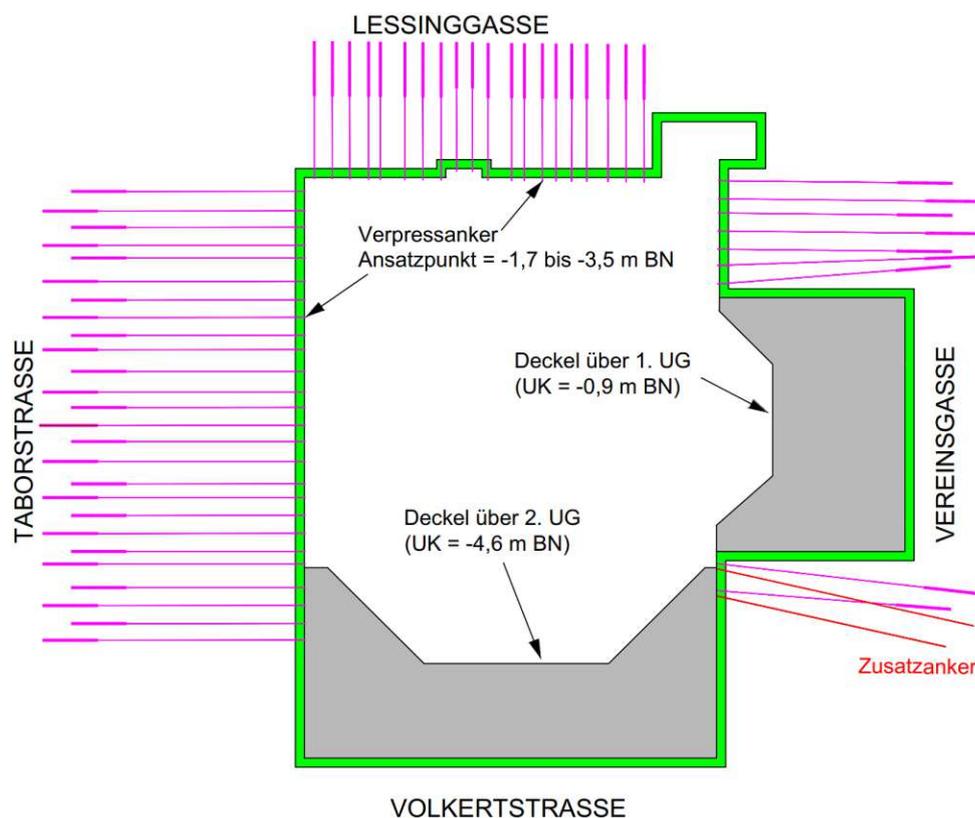


Abb. 2.14: Lage der Verpressanker

2.3.3 Grundwasserhaltung

Ein wesentlicher Teil der Herstellung jeder tiefen Baugrube ist die Einrichtung von etwaigen Grundwasserhaltungsmaßnahmen. Diese sind notwendig, wenn die anstehenden freien Grundwasserhorizonte oder die Druckhöhe von gespannten Grundwasserleitern oberhalb der vorgesehenen Aushubtiefen liegen. Dies war auch die Situation bei dieser Baugrube und die Grundwasserhaltung zeichnete sich als eine weitere Herausforderung im Zuge des Aushebens der Baugrube ab. Wie bereits in Abschnitt 2.2.3 beschrieben, handelte es sich auf diesem Gelände um einerseits freies Grundwasser innerhalb der quartären Kiese und andererseits um gespanntes Grundwasser in den Sandschichten des Wiener Tegels. Daher hatten die Grundwasserhaltungsmaßnahmen im Wesentlichen zwei Funktionen:

1. Abpumpen des freien Grundwassers (Lenzen der Baugrube) und
2. Entspannen der druckwasserführenden Sande, zwecks Verhinderung eines hydraulischen Grundbruchs [3].

Das Lenzen der Baugrube konnte planmäßig, mittels drei dafür hergestellter Brunnen (DN 640/300), ausgeführt werden [3]. Anders verhielt es sich bei der Grundwasserentspannung – diese benötigte wesentlich mehr Brunnenanlagen und auch die Einrichtung von zusätzlichen Pegeln im Zuge der Entspannung. Auf diese Arbeitsschritte wird in den nächsten Abschnitten näher eingegangen.

Die Druckhöhe des gespannten Grundwassers lag bei -4,32 m BN und das Entspannungsziel für die Herstellung der tiefsten Aushubsohle bei -20,5 m BN. Somit ergab sich eine maximale Entspannungshöhe von ca. 15 m. Im ursprünglichen Konzept der Grundwasserentspannung waren

sechs Brunnen (DN 600/300) mit einem Fassungsvermögen von jeweils 10 l/s vorgesehen. Um den aktuellen Wasserstand überprüfen zu können (und als eventuelle Reserve), wurden außerdem sechs bepumpbare Beobachtungspegel (DN 273/150) geplant. Als Nachweis für die Wirksamkeit der vorgesehenen Maßnahmen und gleichzeitig als Bestätigung, dass die Gefahr vor innerer Erosion entlang der Schlitzwand nicht gegeben war, wurde eine 3D-FE-Strömungssimulation durchgeführt. Das Ergebnis bestätigte die Notwendigkeit eines weiteren Brunnens für die sichere Abdeckung des gesamten Baugeländes auf. Daher wurde ein weiterer Beobachtungspegel vorgesehen.

Nach Einbau der oben genannten Anlagen wurde ein Großpumpversuch durchgeführt, welcher ergab, dass das Absenkziel von -20,5 m BN nur mit dem Einsatz der bepumpbaren Pegel erreicht werden konnte. Daher wurden nochmals weitere sechs Pegel zur Kontrolle des abgesenkten Grundwasserspiegels eingebracht. Alle für die Grundwasserabsenkung bzw. -entspannung hergestellten Brunnenanlagen und Pegel sind in Abbildung 2.15 ersichtlich. Einige davon sind in Schnitt 1-1 dargestellt (siehe Abbildung 2.7)

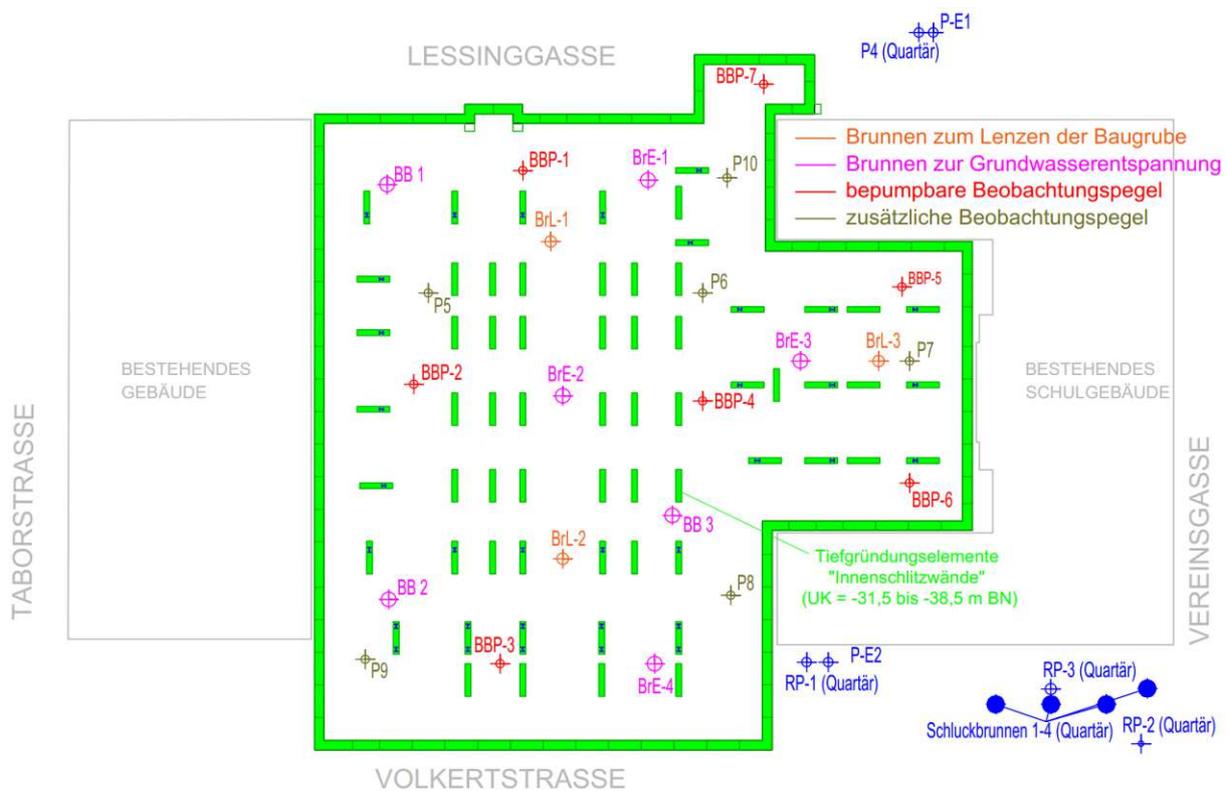


Abb. 2.15: Die für die Grundwasserhaltungsmaßnahmen hergestellten Brunnenanlagen, adaptiert aus [3]

Da der Aushub schrittweise hergestellt wurde, war auch das Absenken des Grundwassers nur in Teilschritten notwendig. Das Absenken erfolgte dem jeweiligen Aushubniveaus vorausgehend, und ein neues Absenkziel wurde vor jedem Aushubniveau, bis zur Herstellung der Bodenplatte neu gesetzt. Nach Betonieren der Zwischendecken wurde das Grundwasser schrittweise angehoben und die Pumpmenge reduziert.

Die abgepumpte Wassermenge wurde zu vier, in der Volkertstraße, eingerichteten Schluckbrunnen mit einem vorgeschalteten Absatzbecken geleitet. Deren Filterstrecken befanden sich in den quartären Kiesen. Außerdem wurde eine Kanalanbindung für Notfälle hergestellt.

2.3.4 Erddruckumlagerung und Bemessung der Schlitzwand

Die Festlegung einer realitätsnahen Umlagerungsfigur der Erddruckeinwirkung spielte eine zentrale Rolle in der statischen Bemessung der Schlitzwand, da diese eine starke Auswirkung auf die rechnerisch ermittelte Schlitzwandverformung hatte. In Abhängigkeit vom Vorhandensein eines Fundamentes in unmittelbarer Nähe zur Schlitzwand wurden folgende Erddruckansätze definiert:

- im Straßenbereich erfolgte die Berechnung mittels eines erhöhten aktiven Erddrucks $E = 0,5E_a + 0,5E_0$, wobei eine Umlagerungsfigur berücksichtigt wurde
- im Bereich der Nachbarbebauung wurde im Sinne einer Extremwertbetrachtung zusätzlich zum erhöhten aktiven Erddruck auch die Einwirkung des vollen Erdrudrucks untersucht.

Für den Fall der Erddruckumlagerung, beinhaltet Kapitel 6.2 der EAB [9] einige Beispiele für die veränderte Lastfigur des Erddrucks je nach Anzahl der Stützhorizonte (Abb. 2.16).

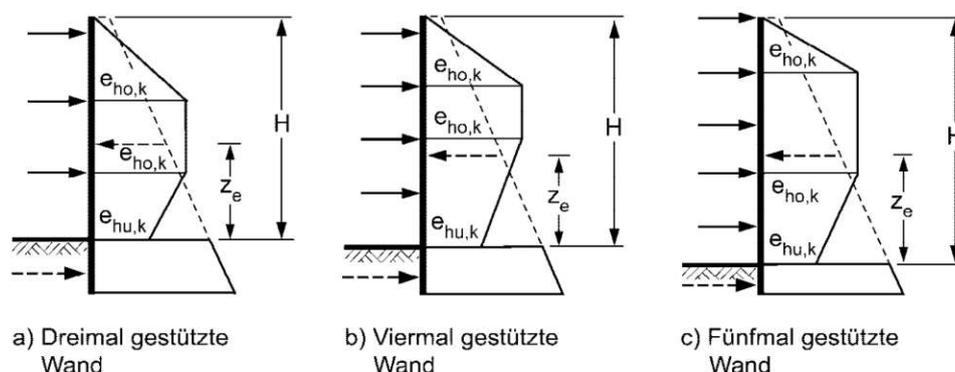


Abb. 2.16: Umlagerungsfiguren der Erddruckeinwirkung für mehrfach gestützte Baugrubenwände [9]

Außerdem ist unter Punkt 6 desselben Kapitels folgender Hinweis zu ausgesteiften Ortbetonwänden angegeben:

Sofern eine Erddruckumlagerung aus dem Bereich unterhalb der Aushub- bzw. Baugrubensohle nach oben erwartet oder durch konstruktive Maßnahmen begünstigt wird, ist die Lastfigur entsprechend der Steifigkeit der Wand, der zu erwartenden Verschiebung des Wandfußes und der Vorspannung der Steifen festzulegen [9].

Aufgrund der vorhandenen Teil- und Volldeckel, sowie der vorgesehenen Anker, war eine derartige Erddruckumlagerung beim Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks zu erwarten. Für eine Abschätzung der zu erwartenden Umlagerungsfigur des Erddrucks, wurde eine 2D-FE Simulation für einen Bereich nahe dem alten Schulgebäude durchgeführt (siehe Abbildung 2.17).

Die 2D-FEM-Simulation ergab hierbei, dass wesentliche Anteile des Erddrucks von unterhalb der Baugrubensohle in die Bereiche der Stützhorizonte umgelagert werden, woraus eine trapezförmige Umlagerungsfigur für den Wandabschnitt oberhalb der Baugrubensohle resultiert. Die ermittelte Umlagerungsfigur ist in Abbildung 2.18 dargestellt.

Wie bereits erwähnt, wurde in Bereichen der Nachbarbebauung auch ein zweiter Berechnungsfall mit dem vollen Erdrudruck untersucht, wobei folgender Erddruckansatz gemäß ÖNORM B 4434 [19] verwendet wurde.

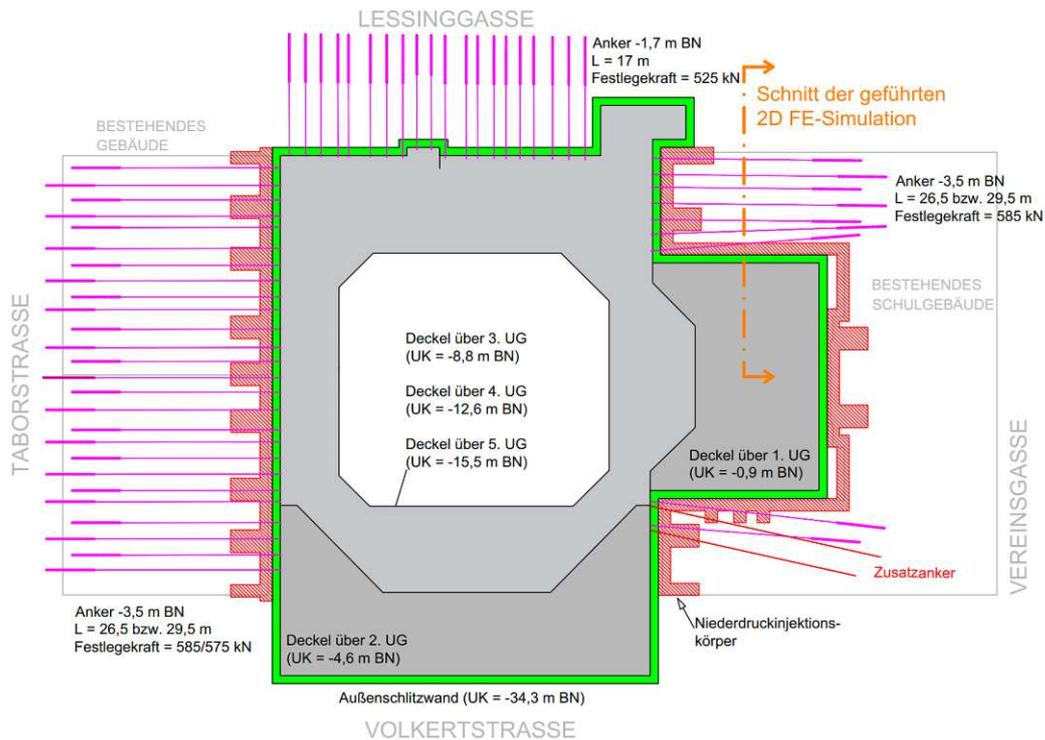


Abb. 2.17: Position der durchgeführten 2D-FE-Simulation [3]

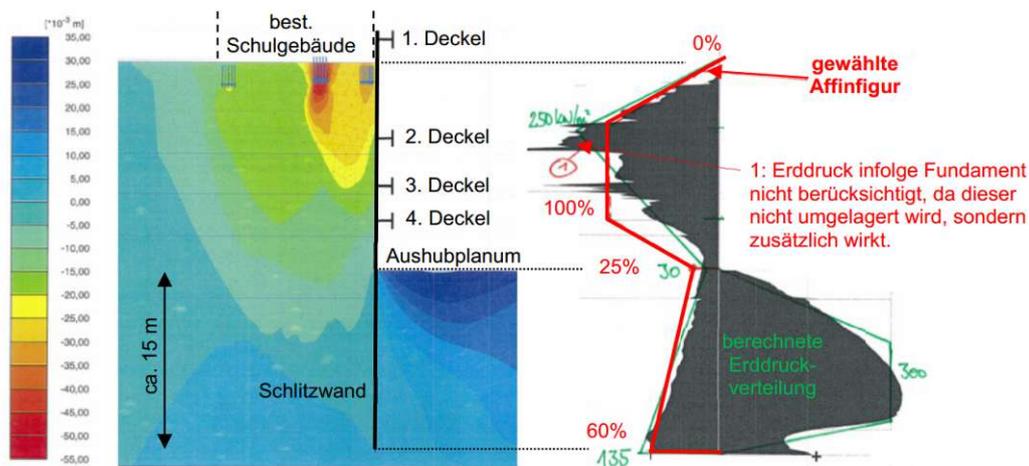


Abb. 2.18: Ergebnis der 2D Simulation und die gewählte Umlagerungsfigur [3]

Bei einer Auflagerung einer Stützwand im Untergrund kann im unteren Wandbereich mit gleichbleibendem Erddruck gerechnet werden. Der Übergang vom Ruhedruck auf einen konstanten Erddruck wird im unteren Drittelpunkt der Wandhöhe angesetzt. [19]

Zur Veranschaulichung dieses Ansatzes ist in Abbildung 2.19 die zugehörige Skizze aus der ÖNORM B 4434 dargestellt. Eine Umlagerung von Erddruckanteilen von unterhalb der Baugrubensohle nach oben wurde bei dieser Berechnungsvariante nicht berücksichtigt. Anschließend wurde ein Vergleich zwischen den Ergebnissen von allen drei Ansätzen angestellt (siehe Tabelle 2.3).

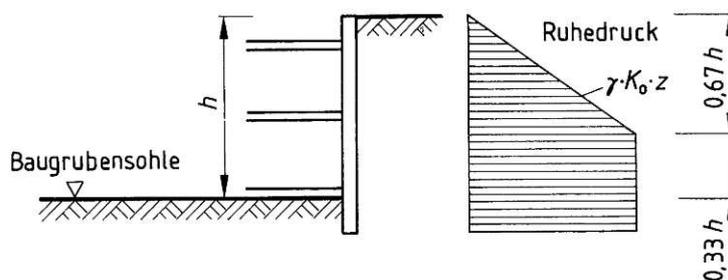


Abb. 2.19: Erdruhedruckverteilung laut [19]

Modell	Erddruck	Umlagerung	Steife					M		Verf
			1	2	3	4	Summe	max	min	ux
FE			155	1055	978	1137	3325	1205	-446	23
RT	50/50	Trapez / Affin	199	930	873	1442	3444	1507	-327	27
RT	E0	ÖN B 4434	101	380	581	1365	2427	1585	-708	22

Tab. 2.3: Vergleich der Ergebnisse aus FE-Simulation, erhöhter aktiver Erddruck und Erdruhedruck, adaptiert aus [3]

Anhand dieses Vergleichs wird ersichtlich, dass sich wesentlich geringere Steifenkräfte beim Ansatz des vollen Erdruhedrucks ergeben. Dies wurde darauf zurückgeführt, dass hier keine Umlagerung von Erddruckspannungen nach oben durchgeführt wurde. Die Summe der Steifenkräfte aus dem Ansatz mit dem erhöhten Erddruck und der FE-Simulation lag in einer ähnlichen Größenordnung und ist höher als diejenigen aus dem Ansatz mit dem vollen Erdruhedruck. Die Schlitzwand und die zugehörigen Aussteifungselemente wurden letztendlich für die Extremwerte aus den betrachteten Berechnungsfällen dimensioniert. Es wurden hierbei alle relevanten Bauzustände, sowie der Endzustand (nach Beendigung der Bauarbeiten) in der Berechnung berücksichtigt. Die analytisch berechneten Schlitzwandverformungen waren größer als die aufgezeichneten Verformungen der eingesetzten Inklinometer. Jedoch ergab sich eine gute Übereinstimmung der tatsächlichen Biegelinie der Schlitzwand mit den berechneten Werten. Letztere wurden durch die Betrachtung der Schlitzwand samt den Aussteifungshorizonten als ein Mehrfeldträger ermittelt.

2.3.5 Geotechnisches Prüf- und Überwachungsprogramm

Als Vorbereitung auf die Ausführung wurde ein umfangreiches geotechnisches Prüf- und Überwachungsprogramm erstellt. Dafür wurde ein Messkonzept zur Überprüfung der sicherheitsgemäßen Ausführung, sowie zur Qualitätskontrolle entwickelt. Die vorgesehenen Maßnahmen und die Zuständigkeiten wurden unter den Projektbeteiligten in einem geotechnischen Sicherheitsmanagementplan (GTSMP) beschrieben, der bei Bedarf angepasst wurde. In Übereinstimmung mit Kapitel 14 der EAB wurden entsprechende Warn-, Eingreif- und Grenzwerte für die Messungen definiert:

- Warnwert – Zustand, kurz vor Erreichen des planmäßigen, rechnerischen Zustandes
- Eingreifwert – Zustand, ab dem konkrete Maßnahmen umzusetzen sind
- Grenzwert – Grenzzustand, welcher zu vermeiden ist.

Für die Feststellung von Verformungen von Schlitzwandkopf, Zwischendeckeln und der Bodenplatte, sowie zur Überwachung von Setzungen unterhalb Nachbarbauwerke wurden geodätische Messpunkte festgelegt. Ihre Lage ist in den Abbildungen 2.20, 2.21 und 2.22 zu sehen.

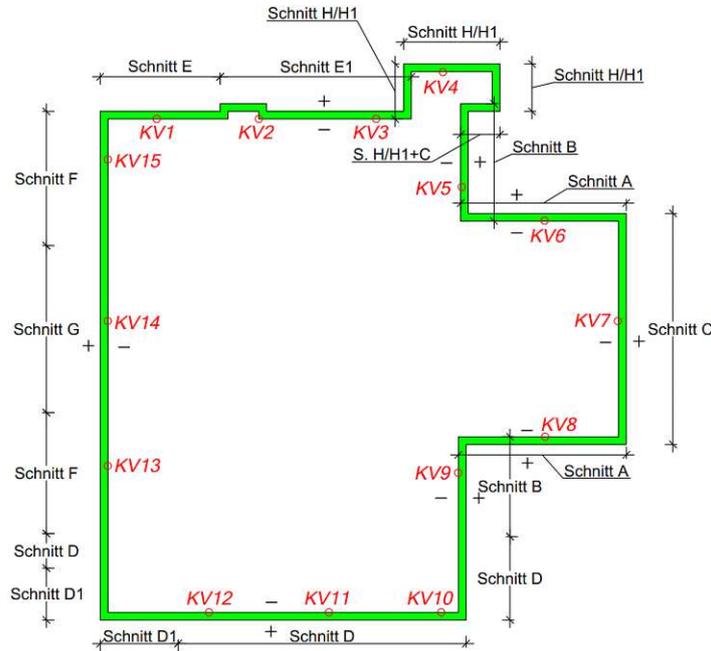


Abb. 2.20: Lage der am Schlitzwandkopf angeordneten geodätischen Messpunkte, adaptiert aus [2]

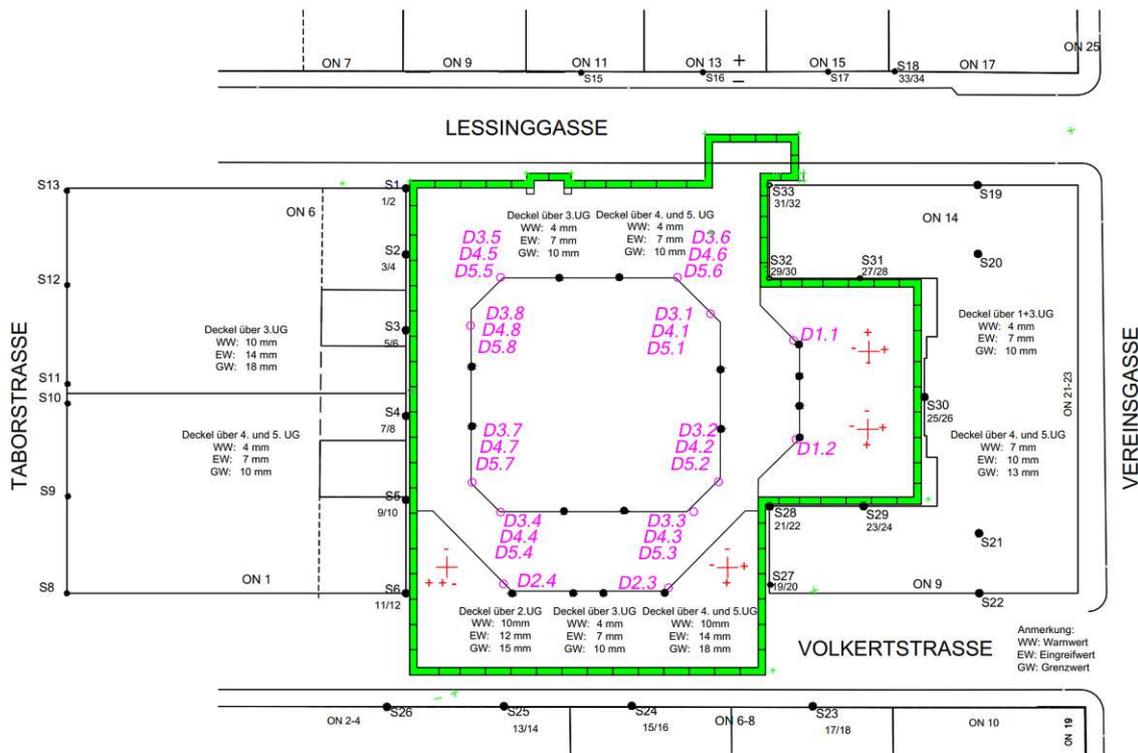


Abb. 2.21: Lage der geodätischen Messpunkte an den Aussteifungsdeckeln, adaptiert aus [2]

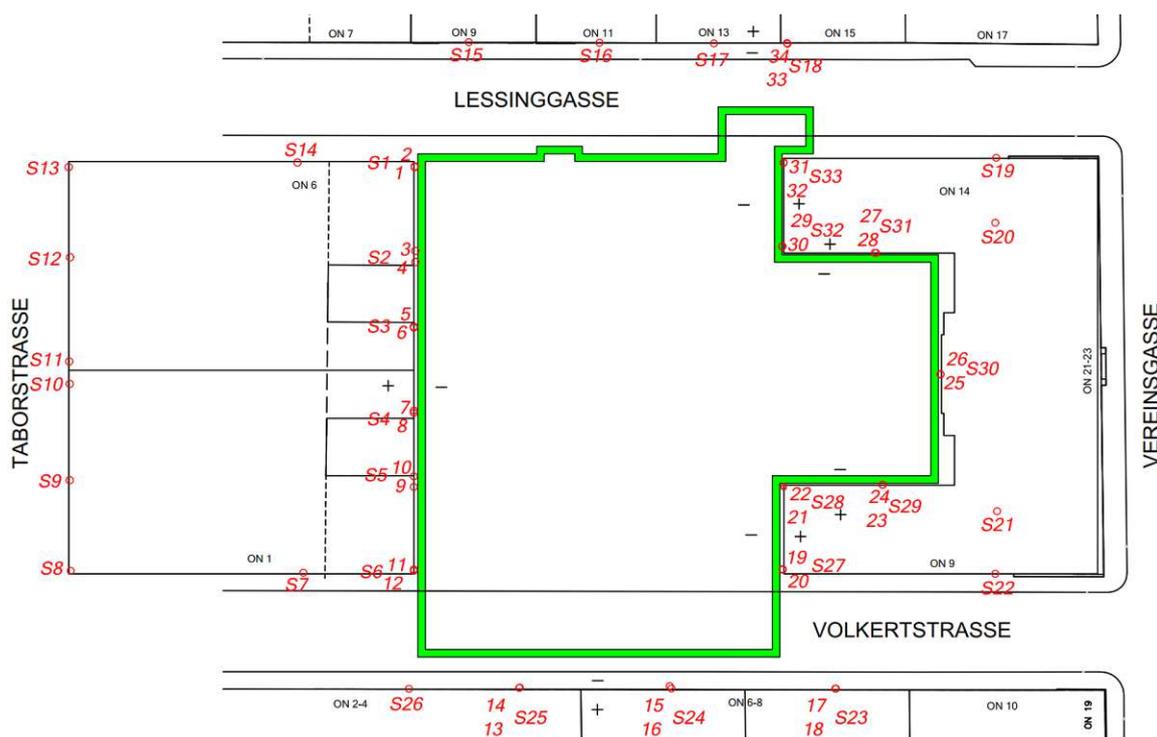


Abb. 2.22: Lage der geodätischen Messpunkte für angrenzende und naheliegende Bestandsgebäude, adaptiert aus [2]

Im Zuge der Setzungsbeobachtung der angrenzenden Bebauungen konnte festgestellt werden, dass während der Manschettenrohrinjektionen, sowie beim Einbau der Anker größere Setzungen auftraten. Dies wurde auf die Fehlkornkiese zurückgeführt, wobei davon ausgegangen wurde, dass sich diese Schicht in westlicher Richtung erstreckt. Eine Bestätigung dafür waren die höhere Verpressmengen während der Ankerherstellung in diesem Bereich [3].

Zur einfachen Beobachtung der auftretenden Ankerkräften, wurden insgesamt sieben Ankerkraftmessdosen installiert (siehe Abbildung 2.23). Zum Prüf- und Überwachungsprogramm zählte auch die laufende Beobachtung der Wasserstände in allen Brunnen und Pegel, wobei die Pumprate der Brunnen dokumentiert wurde. Die Brunnen und Beobachtungspiegel, sowie ihre Lage wurden bereits in Abschnitt 2.3.3 behandelt (siehe Abbildung 2.15).

Die Warn-, Eingreif- und Grenzwerte für die Schlitzwandverformung wurden anhand der durchgeführten statischen Berechnungen festgelegt. Dazu wurde der Baugrubengrundriss in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten in Berechnungsschnitte unterteilt. Jeder Berechnungsschnitt ist dementsprechend durch die dort herrschenden Gebäudelasten bzw. die der Berechnung zugrunde gelegte Erddruckumlagerungsfigur charakterisiert. Ihre Austeilung ist in Abbildung 2.24 ersichtlich und eine Zusammenfassung der zugehörigen Warn-, Eingreif- und Grenzwerte ist Tabelle 2.4 zu entnehmen.

Die statischen Berechnungen wurden mit der Software RTWalls durchgeführt. Darin werden die einzelnen Bodenschichten, die dazugehörigen Bodenkenngrößen und die Schlitzwand-, Anker- und Aussteifungsdeckeigenschaften eingegeben. Darüber hinaus werden einzelne Aushubtiefen definiert, für welche eine Berechnung durchgeführt werden soll. Eine etwaige Umlagerungsfigur für die Erddruckeinwirkung kann den Berechnungen ebenfalls zugrunde gelegt werden. Im gegenständlichen Projekt wurde als erstes die Wandlänge nach *Blum* ermittelt. Für jeden Aushubzustand der weiteren Berechnungen wurde dann eine elastische Bettung berücksichtigt. Die Ergebnisse inkludierten unter anderem die Bodenpressung, die Momenten-, Querkraft und

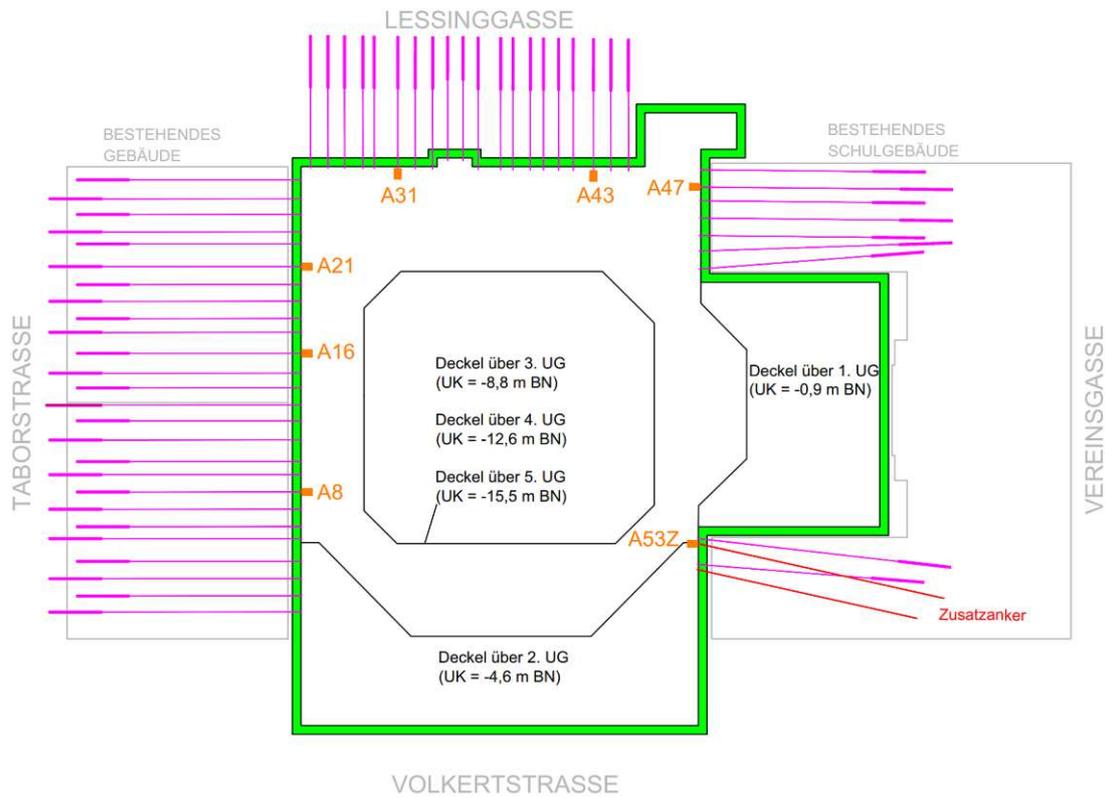


Abb. 2.23: Lage der Ankerkraftmessdosen, adaptiert aus [2]

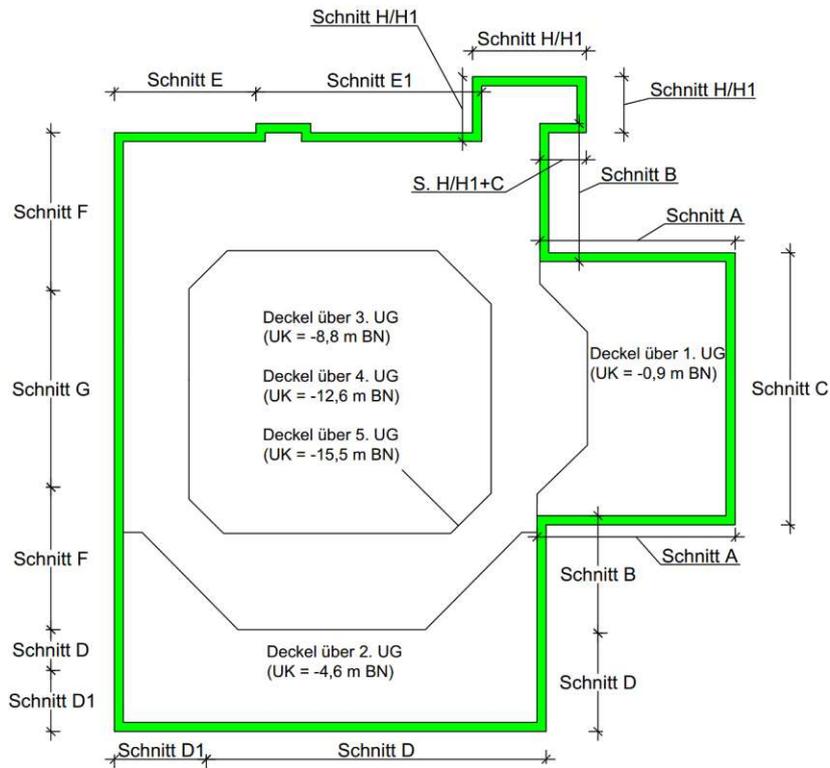


Abb. 2.24: Austeilung der Berechnungsschnitte [1]

Bereich	Berechnungs- schnitt	Warnwert	Eingreifwert	Grenzwert
		85 % der berechneten Verformung laut Statik [mm]	105 % der berechneten Verformung laut Statik [mm]	120 % der berechneten Verformung laut Statik [mm]
Schule	A	23	28	32
	B	19	23	27
	B mit Deckel statt Anker	18	22	26
	C	23	29	33
Volkertstr.	D	27	34	39
	D1	25	31	35
Lessingg.	E	19	23	27
	E1	18	22	25
Nachbar Taborstr.	F	21	26	29
	F mit Deckel statt Anker	20	24	28
	G	19	23	27
Stiege Lessingg.	H / H1	25	31	36

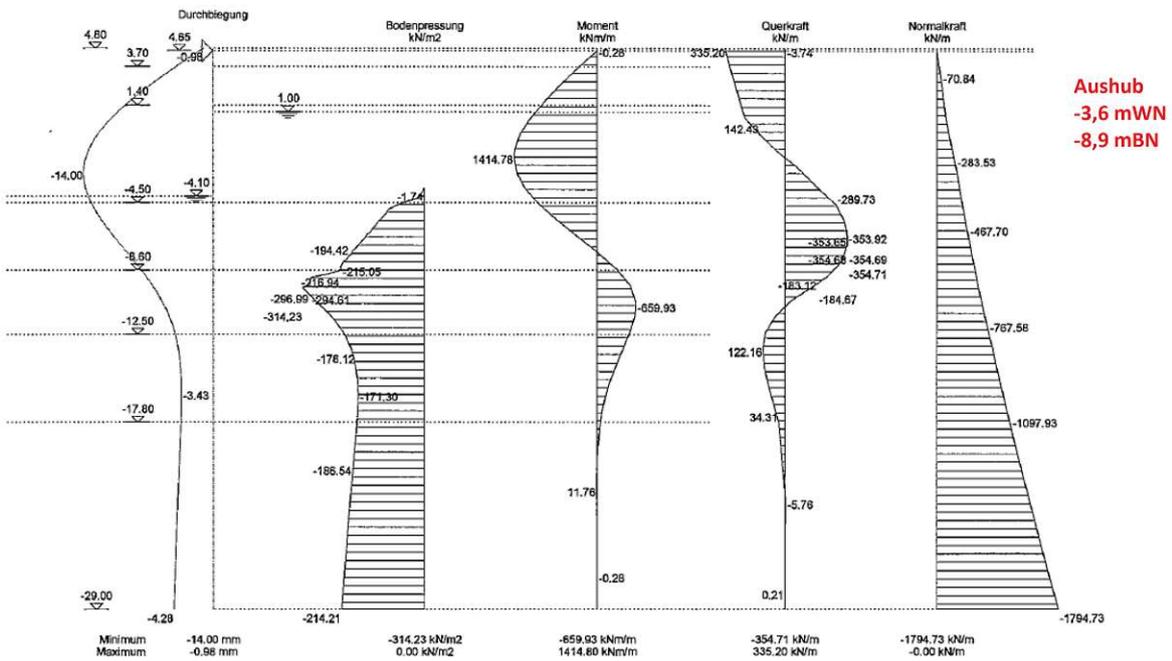
Tab. 2.4: Zusammenfassung der anhand der Statik definierten Warn-, Eingreif- und Grenzwerte wie sie im GTSMP zu finden waren [2]

Normalkraftlinie der Schlitzwand, sowie deren Biegelinie, welche die gesuchten Verformungen lieferte. Zur Veranschaulichung des Outputs der RTWalls Software sind in Abbildung 2.25 die berechneten Verformungen und Schnittgrößen der Schlitzwand für das Aushubniveau -3,6 m WN \cong -8,9 m BN an der Stelle des Schnittes C dargestellt. Die berechnete Verformung der Schlitzwand nach dem Endaushub wird zum Vergleich mit den numerisch errechneten Ergebnissen herangezogen. Dazu werden Vergleichsdiagramme erstellt, welche in Kapitel 4 präsentiert werden.

Während der Baumaßnahmen wurde die Schlitzwandverformung über die Wandhöhe an ausgewählten Messpunkten mittels Inklinometern dokumentiert. Für Baugruben im innerstädtischen Bereich ist der Einsatz von Inklinometern (auch Neigungsmesser genannt) zur Feststellung von Horizontalbewegungen von Verbauwänden üblich. Die Standsicherheit des Bauwerks und des umgebenden Baufelds kann damit laufend beobachtet werden. Die gewonnenen Daten können beispielsweise dazu dienen etwaige Bewegungen setzungsempfindlicher Nachbarbauwerke nachvollzuziehen. Aus diesen Gründen war der Einbau von den insgesamt vier Inklinometern in der Lessinggasse Teil des Prüf- und Überwachungsprogramms. Da die Inklinometermessungen im Zuge dieser Arbeit zur Überprüfung der Ergebnisse der numerischen Berechnung verwendet werden, wird im Folgenden auf die durch die Inklinometer generierten Messdaten und die allgemeine Funktionsweise dieser Messeinrichtung eingegangen.

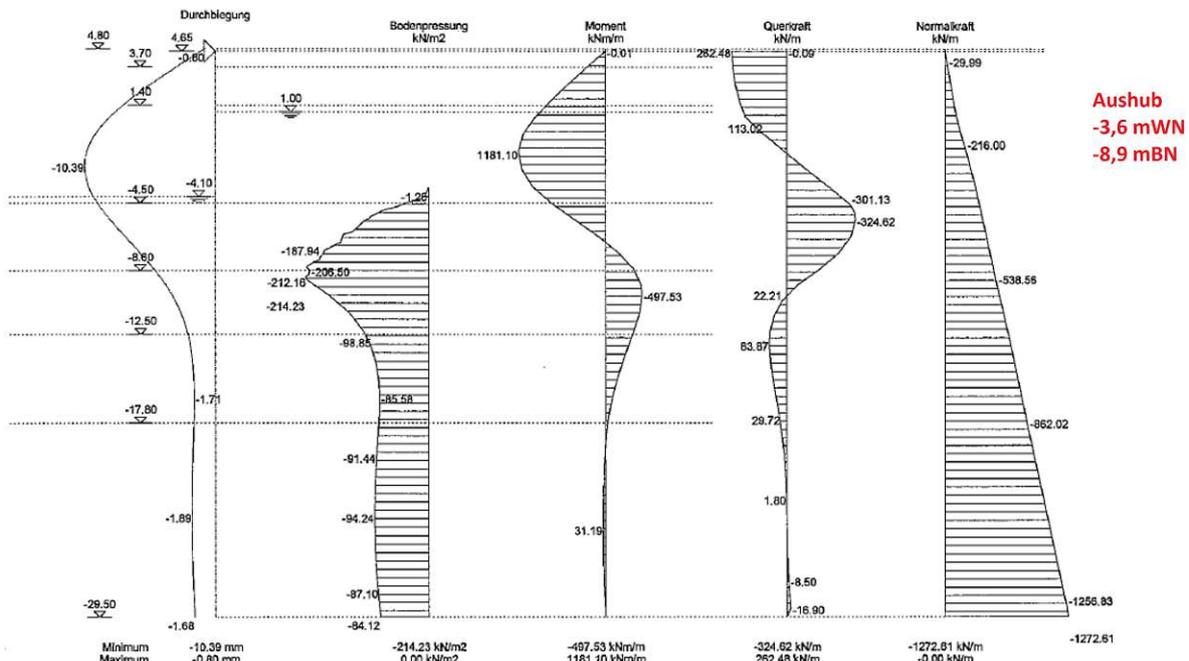
Bvh Lessinggasse, Schnitt Schule-Stiege
50% Ruhedruck

Schnitt C - erhöhter aktiver Erddruck



Bvh Lessinggasse, Schnitt Schule-Stiege
Ruhedruck

Schnitt C - Erdrudruck



Aushub B, Schnittkräfte charakteristisch M 1:270

Abb. 2.25: Ergebnisse für den Schnitt C für das Aushubniveau -3,6 mWN = -8,9 mBN [2]

2.3.5.1 Bestandteile eines Inklinometers

Eine Inklinometer setzt sich aus drei Hauptbestandteilen zusammen. Diese sind:

- eine Messsonde – in der Regel 0,5 oder 1 m lang,
- ein Messkabel und
- eine Anzeigeeinheit.

Die aufgelisteten Bestandteile sind in Abbildung 2.26 anhand eines gängigen Inklinometermodells dargestellt.



Abb. 2.26: Aufbau eines Inklinometers [12]

2.3.5.2 Messprinzip und Messdaten

Für die Durchführung einer Messung wird in der Regel als erstes eine Verrohrung (Inklinometerrohr) hergestellt. Diese kann entweder in ein zuvor hergestelltes Bohrloch eingebaut, oder wie im gegenständlichen Fall in den Bewehrungskorb eingebunden und anschließend betoniert werden. Die Messsonde wird dann durch ein Aluminiumgestänge in das Führungsrohr abgeteuft. Die Sonde ist mit zwei gefederten Wippen, an welche je zwei Räder montiert sind, ausgestattet. Diese wird mithilfe der Nuten des Führungsrohres geführt und nimmt mittels eines Winkelaufnehmers die Abweichung von der ursprünglichen Vertikalachse auf. Diese wird entweder als Sinus des Neigungswinkels oder als horizontale Abweichung von der Vertikalen ausgegeben (siehe Abbildung 2.27).

Die Verrohrung ist in der Regel mit Nuten in zwei unterschiedlichen (orthogonal aufeinander stehenden) Raumrichtungen ausgestattet, womit Inklinometermessungen nur in diesen Richtungen möglich sind. Diese Richtungen werden beim gegenständlichen Projekt mit A und B bezeichnet. Als erstes findet eine sogenannte Nullmessung statt, welche so früh wie möglich durchzuführen ist, bevor nennenswerte Verformungen aufgetreten sind. Die Zeitpunkte und Anzahl der anschließenden Folgemessungen werden in Abhängigkeit von den Erfordernissen des jeweiligen Bauprojektes gewählt. Bei der Lessinggasse wurden Messungen nach jenen Bauphasen gemacht, in welchen Verformungen zu erwarten waren – etwa nach Aushubphasen oder nach dem Vorspannen der Anker. Als Beispiel für die abgeleiteten Daten ist eine Messung des Inklinometers 31 in Abbildung 2.28 zu sehen. Dargestellt sind die Kurven der 3. bis 8. Folgemessungen, quer und parallel zur Grundrissachse der betreffenden Schlitzwand.

Beim Bauvorhaben in der Lessinggasse wurden, wie bereits erwähnt, insgesamt vier Inklinometerrohre – eines pro Wandseite – eingebaut. Sie wurden im Zuge der Herstellung des jeweiligen

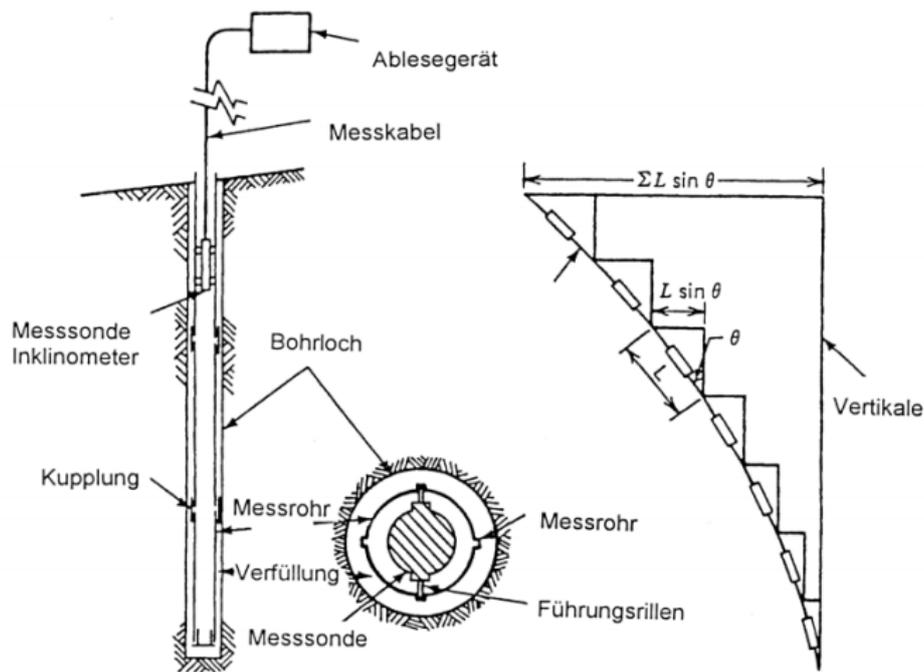


Abb. 2.27: Vertikal-Messung mittels eines Inclinometers [24]

Schlitzwandelemente einbetoniert und nach der Herstellungsreihenfolge der Elemente benannt. Die Lage der Inclinometerrohre ist der Abbildung 2.29 zu entnehmen.

Die Inclinometerrohre befinden sich im Bereich folgender Berechnungsschnitte:

- Schnitt C – Inclinometer 31
- Schnitt D – Inclinometer 53
- Schnitt F – Inclinometer 75
- Schnitt E1 – Inclinometer 8.

Da die in den numerischen Modellen untersuchten Schlitzwandabschnitte zu den Bereichen der Berechnungsschnitte G, D und C gehören, werden die Messdaten der Inclinometer 31, 53, 75 näher betrachtet. Obwohl sich Inclinometer 75 im Bereich des Schnittes F befindet, gilt dieser als repräsentativ für die westliche Wandseite und wird zum Vergleich mit den numerischen Verformungsergebnissen an der Stelle des Schnittes G herangezogen.

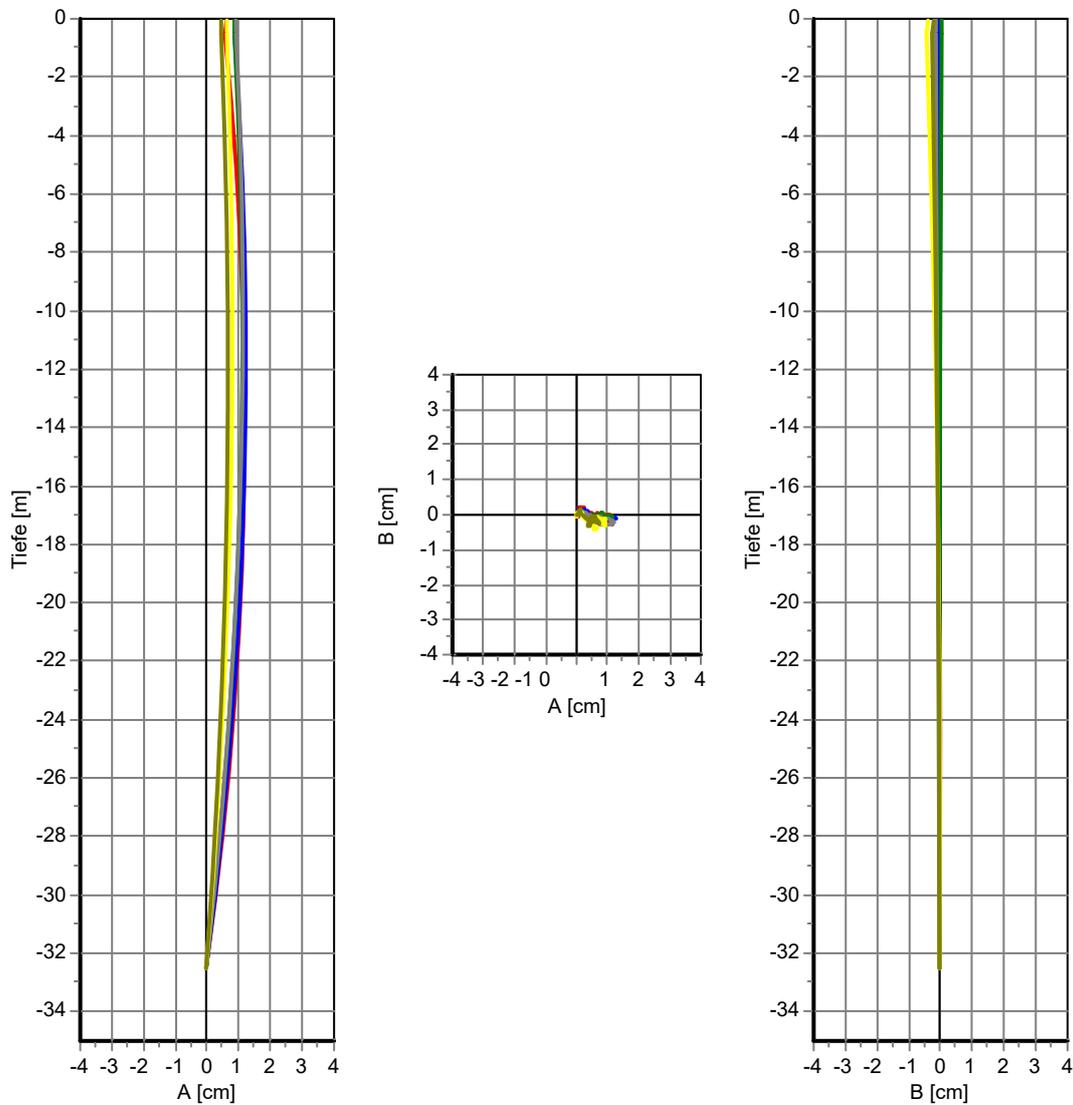
Die Nullmessung erfolgte nach Herstellung der Schlitzwand. Im Zuge der weiteren Baumaßnahmen konnten insgesamt acht weitere Folgemessungen durchgeführt werden, welche in Tabelle 2.5 zusammengefasst sind. Zur Überprüfung der numerischen Ergebnisse werden die Folgemessungen eins bis sechs herangezogen, da die erstellten numerischen Modelle die Bauschritte bis zur Herstellung der Bodenplatte erfassen.

Abbildung 2.30 zeigt die horizontale Verformungskurven der Schlitzwand, aufgenommen durch Inclinometer 31, 53 und 75, für die ersten sechs Folgemessungen. Darüber hinaus sind die analytisch ermittelten Verformungskurven unter Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks und vollen Erdrudrucks zum Zeitpunkt des Endaushubs ersichtlich. Dabei kann festgestellt werden, dass die rechnerischen Verformungen stets größer als die gemessenen Verformungen sind. Diese Abweichungen sind auf die Anfangsannahmen, welche der statischen Berechnung zugrunde gelegt wurden, zurückzuführen. Diese betreffen vor allem die angesetzten Deckelsteifigkeiten und die

Projekt: Lessinggasse

Datum: 18.05.2018
 Seite: 1
 Anlage: Prog.: 4.5.1

Deformation



Kurve	Messpegel	Messreihen	Datum	Diff.Tage	Bemerkung
—	31	8.Folgemessung - Nullmessung	18.05.2018 - 15.05.2017	368	
—	31	7.Folgemessung - Nullmessung	06.02.2018 - 15.05.2017	267	
—	31	6.Folgemessung - Nullmessung	18.12.2017 - 15.05.2017	217	
—	31	5.Folgemessung - Nullmessung	01.12.2017 - 15.05.2017	200	
—	31	4.Folgemessung - Nullmessung	31.10.2017 - 15.05.2017	169	
—	31	3.Folgemessung - Nullmessung	04.10.2017 - 15.05.2017	142	

Abb. 2.28: Beispiel für mehrere Folgemessungen aufgenommenen Verformungsdaten des Inclinometers 31 (Schnitt C)

unter der Bodenplatte angenommene Bettung. Die in Abbildung 2.30 dargestellten Messkurven, sowie die analytisch errechneten Verformungen werden detailliert in Kapitel 4 diskutiert.

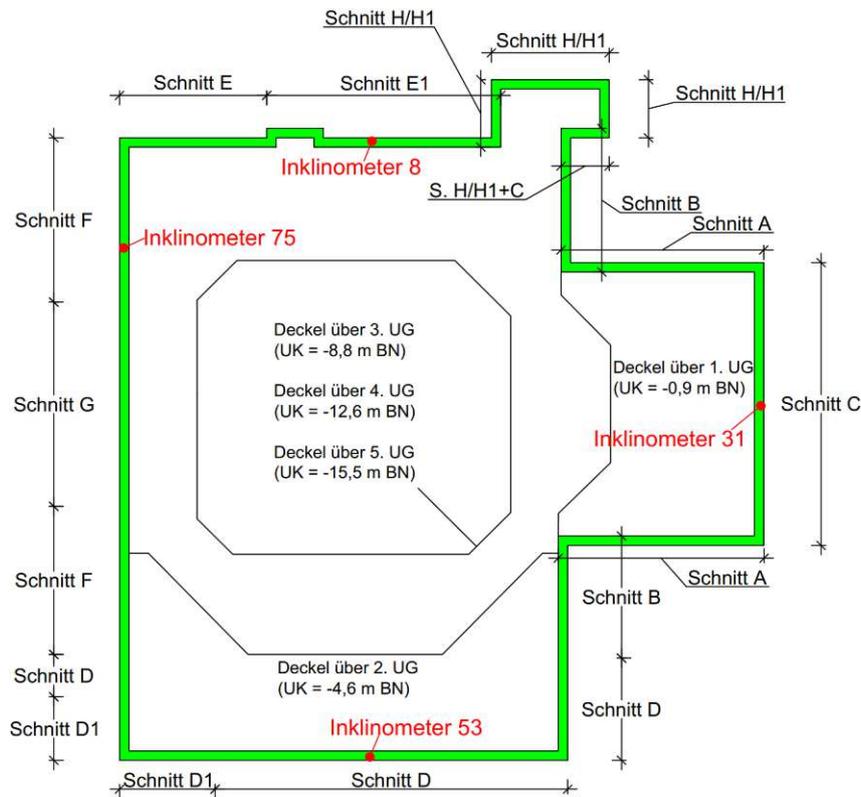


Abb. 2.29: Lage der installierten Inklinometerrohre. Die Abbildung ist aus dem Konzept des GTSMP adaptiert [2]

Tab. 2.5: Durchgeführte Inklinometermessungen während der Ausführung

Folgemessung	Zeitpunkt
Nullmessung	Schlitzwand bereits hergestellt
1. Folgemessung	Zum Zeitpunkt nach Vorpannen der Anker
2. Folgemessung	Nach Herstellung des Deckels über 3.UG
3. Folgemessung	Nach Herstellung des Deckels über 4.UG
4. Folgemessung	Nach Herstellung des Deckels über 5.UG
5. Folgemessung	Nach teilweiser Herstellung des Endaushubs
6. Folgemessung	Nach Herstellung der Bodenplatte
7. Folgemessung	Zwischenmessung
8. Folgemessung	Nach Fertigstellung des Deckels über 2.UG

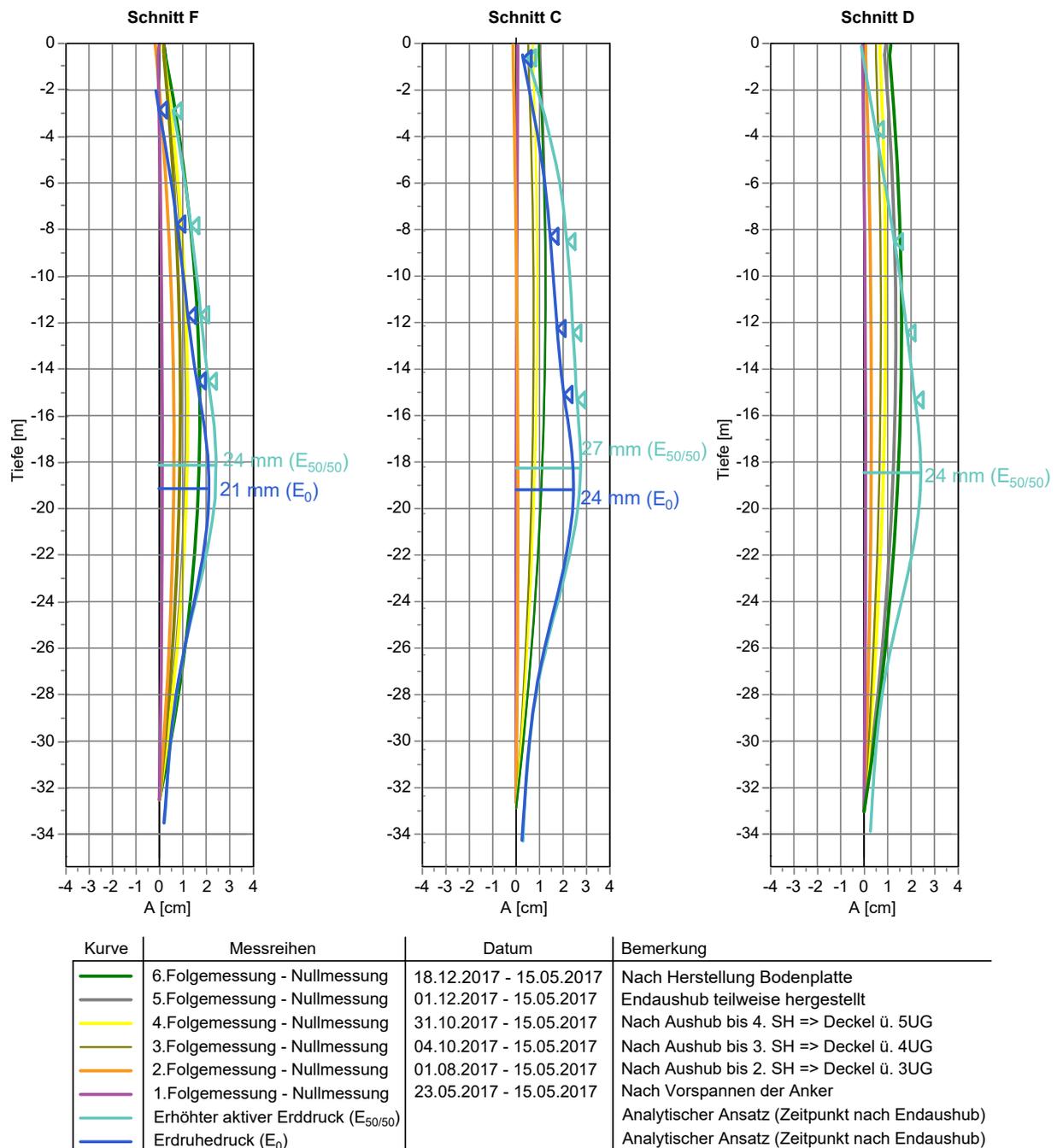


Abb. 2.30: Darstellung der horizontalen Verformungskurven der ersten sechs Folgemessungen der Inclinometer 75, 31 und 53 welche sich in den Bereichen der Schnitte F, C und D befinden.

Kapitel 3

Numerische Modellierung

3.1 FEM in der Geotechnik

Das Lösen von ingenieurtechnischen Aufgaben kann grundsätzlich mit zwei Herangehensweisen erfolgen - analytisch oder numerisch. Bei der Anwendung von analytischen Methoden für die Lösung komplizierter Problemstellungen, stößt man schnell an deren Grenzen. In solchen Fällen stellt die Finite-Elemente-Methode (kurz – FEM) oftmals eine gute Möglichkeit dar, um komplexe Geometrien oder Baugrundverhältnisse abzubilden. Dank ständigen Entwicklungen in der Computertechnik können numerische Software mittlerweile auch von handelsüblichen Geräten ausgeführt werden. Numerische Berechnungen stellen zwar immer nur eine Näherungslösung dar, in den meisten Fällen sind diese Lösungen jedoch eine ausreichende Basis, um sich ein grundlegendes Verständnis für das konkrete bautechnische Problem zu entwickeln und weiterführende Aussagen dazu zu treffen.

Weißbach und Hettler [28] geben orientierungsweise einige Situationen an, wo die Verwendung der FEM von Vorteil sein kann:

- Baugrubenwände mit Stützbedingungen, für die eine zuverlässige Bestimmung von Größe und Verteilung des Erddrucks nicht möglich ist, z.B. bei nachgiebigen Ankern und flexibler Wand;
- Baugruben mit schwierigen geometrischen Abmessungen, z.B. einspringende oder ausspringende Ecken sowie gestaffelte Baugrubenwände mit einer Bermbreite, die eine zuverlässige Bestimmung von Größe und Verteilung des Erddrucks mit herkömmlichen Annahmen nicht erlaubt;
- Baugrubenkonstruktionen, bei denen eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Wirkungen aus Aushub, Steifen- oder Ankervorspannung auf die Erddruckumlagerung und die Verschiebungen der Baugrubenwand gefordert wird;
- Baugrubenkonstruktionen, bei denen eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Sickerströmung und der zugehörigen Wasserdrucke erforderlich ist;
- Baugruben neben Gebäuden, Leitungen, anderen baulichen Anlagen oder Verkehrsflächen.

Die Finite-Elemente-Methode kann bei der Durchführung von Nachweisen des Grenzzustandes GEO-2 eingesetzt werden, während seine Anwendung für den Grenzzustand GEO-3 umstritten ist. Der Grenzzustand GEO-3 umfasst den Nachweis der Geländebruchsicherheit. Dieser Nachweis erfordert die Reduktion der Scherparameter φ und c mittels der Fellenius-Regel, wobei die Nachweisführung in diesem Zustand nach deutscher Normung nicht zulässig ist. Gemäß [29] bestehen bereits Überlegungen in Österreich diesen Verfahren zuzulassen, aber nur im Falle einer vertieften und sorgfältigen Überprüfung der Ergebnisse durch Fachleute, da sich ggf. ein unrealistisches Systemverhalten ergeben könnte – z. B. das Auftreten von Druck- anstatt Zugspannungen in

der Baugrubenkonstruktion. Der Grenzzustand GEO-2 enthält Nachweise zum Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen. Dieser umfasst also alle für Baugrubenwände maßgebenden Nachweise. Mit Ausnahme des Nachweises der inneren Vertikalkräfte, welcher mit charakteristischen Werten zu führen ist, sind bei den verbleibenden Nachweisen des Grenzzustands GEO-2 entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerständen zu berücksichtigen. Für die Anwendung der FEM für den Nachweis der Tragfähigkeit hat *v. Wolffersdorf* eine strukturierte Vorgehensweise entwickelt [26]:

- Vorgabe der charakteristischen Werte für die Einwirkungen,
- Entwurf für Bauteilabmessungen bzw. Dimensionierung des Bauwerks mit konventionellen Berechnungsmethoden,
- Ermittlung der charakteristischen Beanspruchungen mit der Finite-Elemente-Methode,
- Ermittlung der Bemessungsbeanspruchungen mit Teilsicherheitsbeiwerten,
- Tragfähigkeitsnachweise,
- ggf. Optimierung der Bauteilabmessungen.

Ein großer Vorteil der Modellierung von Baugruben mit der FEM ist, dass zusätzlich zu der Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen für die Tragfähigkeitsnachweise auch der Gebrauchstauglichkeitsnachweis anhand desselben FE-Modells durchgeführt werden kann. Bei numerischer Software (z.B. PLAXIS), welche für die Lösung von geotechnischen Problemstellungen konzipiert wurde, ist die Verformung des Baugrunds und sämtlicher Strukturelemente immer Bestandteil der errechneten Endergebnisse. Somit kann der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei bereits erstelltem FE-Modell einfach geführt werden. Weitere Vorteile weist die FEM bei ihrem Einsatz bei nichtlinearem Bodenverhalten, außergewöhnlicher Geometrie von Baugruben und komplexen Bauphasen, sowie bei der Berücksichtigung von Boden-Bauwerk-Interaktion auf. Dabei müssen keine Anfangsannahmen zu möglichen Kinematiken und Mechanismen und etwaige Erddruckumlagerungen getroffen werden. Diese ergeben sich als Nebenprodukt der Berechnung.

Trotz der genannten Vorteile und beständig voranschreitenden Entwicklungen in der Computertechnik, haben sich numerische Berechnungen für Baugruben noch nicht als Standard etabliert. Ein Vergleich der Ergebnisse einer numerischen Modellierung einer tiefen Schlitzwand, welche von unterschiedlichen Personen mit einschlägiger Berufserfahrung aus europäischen Ländern durchgeführt, zeigte, dass verschiedene Herangehensweisen bei der Diskretisierung und Definition der Boden-Bauwerk-Interaktion zu teilweise erheblichen Unterschieden in den errechneten Wandschnittgrößen führte [23]. Dies weist auf die Notwendigkeit einer Vereinheitlichung der Vorgehensweisen in Bezug auf die numerische Modellierung von geotechnischen Aufgabenstellungen im europäischen Raum hin. Die Eignung der FEM zur Führung der relevanten Nachweisverfahren ist nach wie vor Gegenstand aktueller Forschung. Weitere Entwicklungen konzentrieren sich auf die Bewertung der aktuell verfügbaren Stoffmodellen hinsichtlich ihrer Tauglichkeit für Beschreibung von Baugrubenaushüben, sowie auf den Einfluss, der die Berücksichtigung von kleinen Dehnungen auf die Endergebnisse hat [29].

Die Wahl eines passenden Stoffgesetzes, welches das mechanische Verhalten des Bodens ausreichend genau abbilden kann, ist ein grundlegender Schritt bei der Anwendung der FEM für die Lösung von geotechnischen Problemen. Diesbezüglich empfiehlt die EAB die Miteinbeziehung eines Sachverständigen für Geotechnik bei Projekten, wo die FEM einzusetzen ist. Dieser muss in der Lage sein, ein passendes Stoffgesetz für das vorliegende Bauvorhaben vorzuschlagen und

die Eignung der ermittelten, notwendigen Materialparameter zu beurteilen. Im nachfolgenden Abschnitt wird näher auf die Stoffmodelle eingegangen, welche den numerischen Modellen in dieser Arbeit zugrunde gelegt wurden.

3.2 Verwendete Stoffmodelle

Stoffmodelle repräsentieren eine mathematische Beschreibung der mechanischen Eigenschaften eines Materials. Der Boden wird dabei als Werkstoff betrachtet, dessen Spannungs-Verzerrungsverhalten anhand von mathematischen Formulierungen angenähert wird. Die große Herausforderung dabei ist die Tatsache, dass sich Boden meistens nicht linear verhält. Die Formulierung von Stoffgesetzen ist dementsprechend mit einer Reihe von Annahmen, Vereinfachungen und Idealisierungen verbunden. Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Stoffmodelle für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Böden, wobei jedes eigene Voraussetzungen und einen zugehörigen Gültigkeitsbereich besitzt. Daher ist die Identifizierung eines passenden Stoffgesetzes für das vorliegende geotechnische Problem von besonderer Bedeutung und bildet die Grundlage für eine zuverlässige numerische Berechnung mit daraus resultierenden, plausiblen Endergebnissen [5],[17].

3.2.1 Lineare Elastizität

Eine einfache Möglichkeit Materialverhalten von Werkstoffen zu beschreiben ist die lineare Elastizitätstheorie. Da Böden im statischen Fall nur einen verschwindend kleinen elastischen Bereich aufweisen und auch bleibende Verformungen von großem Interesse sind, ist lineare Elastizität für den Großteil der geotechnischen Probleme nicht zutreffend. Ein Gebiet, wo dieses Modell Anwendung findet ist z.B. die Bodendynamik [5],[17].

3.2.2 Elasto-plastische Materialmodelle

Eine bessere Beschreibung des Bodenverhaltens wird durch elasto-plastische Stoffmodelle ermöglicht. Die wesentlichen Bestandteile solcher Materialgesetze sind eine Versagensfläche, ein plastisches Potential und eine Verfestigungsfunktion. Die Versagensfläche legt fest die Grenze der aufnehmbaren Spannungen, bei welchen elastische Verformungen auftreten. Nach Überschreitung dieser Spannungsgrenze treten plastische (bleibende) Verformungen im Material auf und es tritt Versagen ein. Das plastische Potential beschreibt die Richtung und Größe der auftretenden plastischen Verformungen nach dem Versagen des Materials. Die Verfestigungsfunktion bestimmt welche Spannungsänderung für das Erzeugen weiterer plastischer Verformungen nötig ist [5]. Ein in der Geotechnik sehr verbreitetes elasto-plastisches Stoffgesetz ist das Mohr-Coulomb Modell. Dieses eignet sich gut für die Untersuchung von Versagensmechanismen. Für Verformungsprognosen, die den Untersuchungsgegenstand dieser Diplomarbeit darstellen, ist dieses Materialgesetz aber unzureichend. Daher wird auf jene (komplexeren) Stoffmodelle eingegangen, welche im Rahmen dieser Diplomarbeit zur Anwendung gelangt sind.

Hardening Soil Model

Das Hardening Soil Modell wurde auf Basis der klassischen Plastizitätstheorie entwickelt und beschreibt die nicht lineare (hyperbolische) Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung q und der vertikalen Verformung ε_1 . Ein wichtiges Merkmal dieses Materialgesetzes ist die Berücksichtigung einer spannungsabhängigen Steifigkeit d.h., dass diese unterschiedliche Werte bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung annimmt. Weiters werden zwei Fließflächen eingeführt (Kegel und Kappe), welche die Miteinbeziehung einer Reibungs- und einer Kompressionsverfestigung ermöglichen. Durch die Reibungsverfestigung werden irreversible Verformungen zufolge deviatorischer Belastung modelliert, während die Kompressionsverfestigung für die Modellierung von

plastischen Verformungen zufolge isotroper Belastung verwendet wird [22],[5]. In Abbildung 3.1 ist die hyperbolische Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung und der Vertikalverformung für einen drainierten Triaxialversuch abgebildet.

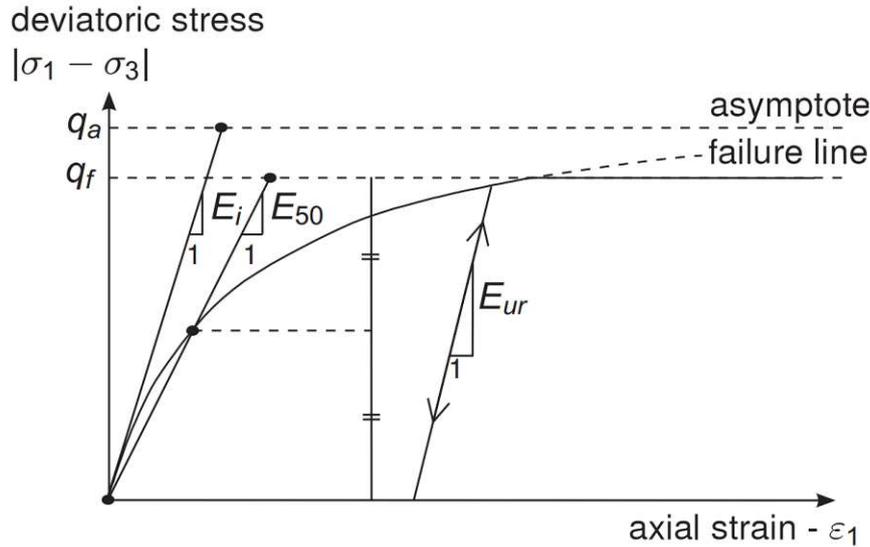


Abb. 3.1: Hyperbolische Kurve [20]

Die darin ersichtliche Kurve wird beschrieben durch:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{für} \quad q < q_f \quad (3.1)$$

Dabei ist q_f die maximale Deviatorspannung beim Bruch und q_a seine Asymptote bei einer weiteren (unendlichen) Steigerung der vertikalen Verzerrung. E_i bezeichnet die Anfangssteifigkeit bei kleinen Dehnungen, die aber labortechnisch schwer zu bestimmen ist. Daher kommt der Parameter E_{50} zur Anwendung. Dieser ist definiert als die Sekantensteifigkeit bei 50% der maximalen Deviatorspannung bei Erstbelastung und wird durch Gleichung 3.2 angegeben [20].

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.2)$$

Dabei ist E_{50}^{ref} eine Referenzsteifigkeit, die einer Referenzspannung p_{ref} von 100 kPa entspricht. Die Steifigkeit E_{50} ist stark vom Zelldruck σ_3 abhängig, sowie von den Scherparametern c (Kohäsion) und φ (Reibungswinkel). Die letzten zwei genannten Größen können aus gängigen Laborversuchen ermittelt werden, während σ_3 die seitlich aufgebrachte Spannung bei einem Triaxialversuch darstellt. Der Grad der Spannungsabhängigkeit der gesuchten Steifigkeit wird durch den Exponenten m gesteuert, der seinerseits vom jeweiligen Boden abhängt. Nimmt m den Wert 1 an, so entspricht die deviatorische Fließfläche der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung [5]. Die Steifigkeit für Ent- und Wiederbelastung wird im Gegensatz zu der Erstbelastung als linear-elastisch modelliert und wird analog zum E_{50} -Modul nach der Formel 3.3 errechnet.

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.3)$$

Wiederum ist hier E_{ur}^{ref} eine Referenzsteifigkeit bei einem Referenzspannungsniveau von $p_{ref} = 100$ kPa.

Ähnlich wird die nächste wichtige Steifigkeit E_{oed} errechnet. Allerdings wird hier von einem Ödometerversuch ausgegangen, wobei E_{oed} als Tangentenmodul bei Erstbelastung bestimmt wird (Abb. 3.2). Die Einflussspannung ist in diesem Fall die vertikal aufgebrachte Spannung σ_1 . Die dazugehörige Gleichung hat die in Gleichung 3.4 angegebene Form. Darin ist E_{oed}^{ref} die Tangentensteifigkeit bei einer vertikalen Referenzspannung p_{ref} .

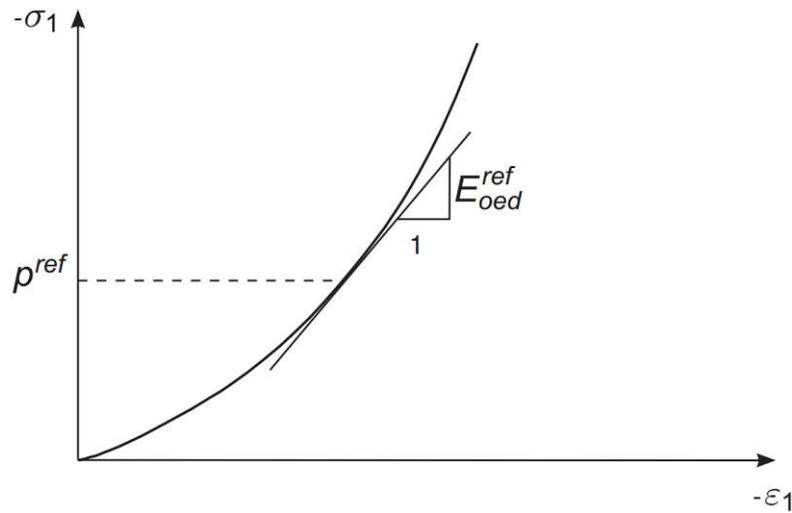


Abb. 3.2: Definition des E_{oed} -Moduls [20]

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma_3'}{K_{nc}^0} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right)^m. \quad (3.4)$$

Wie bereits erwähnt, beinhaltet das HS Modell zwei Fließflächen – zufolge Reibungs- und Kompressionsverfestigung. Weiters sind diese im Hauptspannungsraum nicht fixiert und können aufgrund plastischer Verzerrungen isotrop vergrößert werden. Die deviatorische Fließfläche (Kegel) infolge der Reibungsverfestigung hängt vom Exponenten m und von der plastischen Schubverzerrung γ_p ab (Abb. 3.3). Je größer γ_p wird, desto mehr nähert sich die Fließfläche an die Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade an [22],[5]. Der Exponent m seinerseits bestimmt die Krümmung der entsprechenden Fließfläche, wobei diese für $m \neq 1$ leicht gekrümmt ist und für $m = 1$ die Form einer Geraden annimmt. Die Größe der Schubverzerrungen γ_p und dadurch auch die Ausdehnung der Fließfläche wird durch den Modul E_{50}^{ref} bestimmt. In Abbildung 3.3 sind mögliche Formen der deviatorischen Fließfläche in Abhängigkeit von der plastischen Schubverzerrung γ_p ersichtlich.

Um Kompressionsverfestigung (plastisch-volumetrische Verformungen) abbilden zu können, wird eine zweite Fließfläche benötigt, welche die elastische Zone in Richtung der mittleren effektiven Spannung p schließt. Analog zu der kegelförmigen Fließfläche wird die Größe der plastisch-volumetrischen Verformungen und dadurch auch die Expansion der Kappe durch den Modul E_{oed}^{ref} gesteuert [22],[5]. Abbildung 3.4 stellt eine Veranschaulichung der beiden beschriebenen Fließflächen und deren möglichen Ausdehnung im p-q-Raum dar.

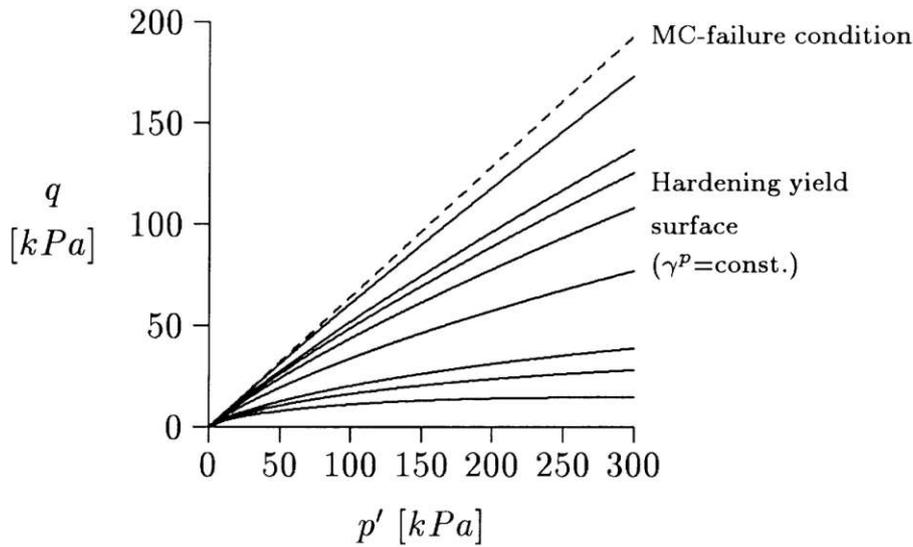


Abb. 3.3: Deviatorische Fließfläche [22]

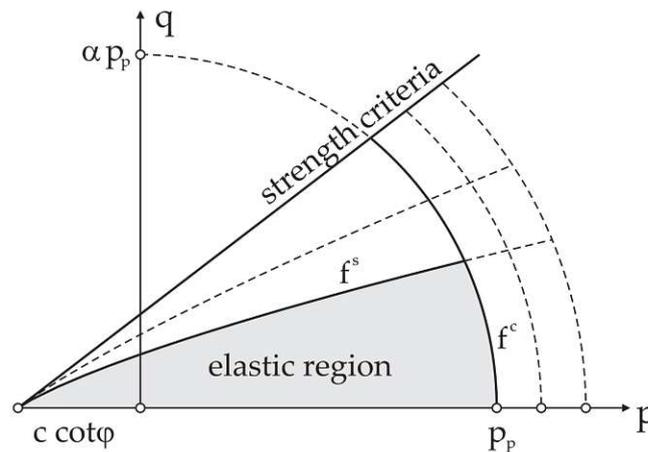


Abb. 3.4: Darstellung der Fließflächen im p - q Raum [6]

Die nachfolgende Abbildung 3.5 stellt die Fließflächen eines kohäsionslosen Bodens im Hauptspannungsraum dar. Links ist die allgemeine Form der Versagensflächen ersichtlich, während rechts der Schnitt in der p - q Ebene gezeigt wird [6].

3.2.2.1 Hardening Soil Model with small-strain stiffness

Die Bodensteifigkeit ist sehr stark von der Größe der auftretenden Schubverzerrungen abhängig. Dieses Verhältnis ist in Abbildung 3.6 veranschaulicht, wobei die Bodensteifigkeit als Funktion der Schubverzerrungen dargestellt ist. Daraus wird ersichtlich, dass die Bodensteifigkeit im Bereich sehr kleiner Verzerrungen ihren höchsten Wert annimmt und mit zunehmender Verzerrungsmplitude immer kleiner wird. Dieses nicht lineare Verhalten des Bodens bei kleinen Verzerrungen wird durch das HS Modell nicht abgebildet. Dies kann in weiterer Folge zu verfälschten Ergebnissen führen, wie z.B. zu große Fundamentsetzungen oder Verformungen von Verbauwänden,

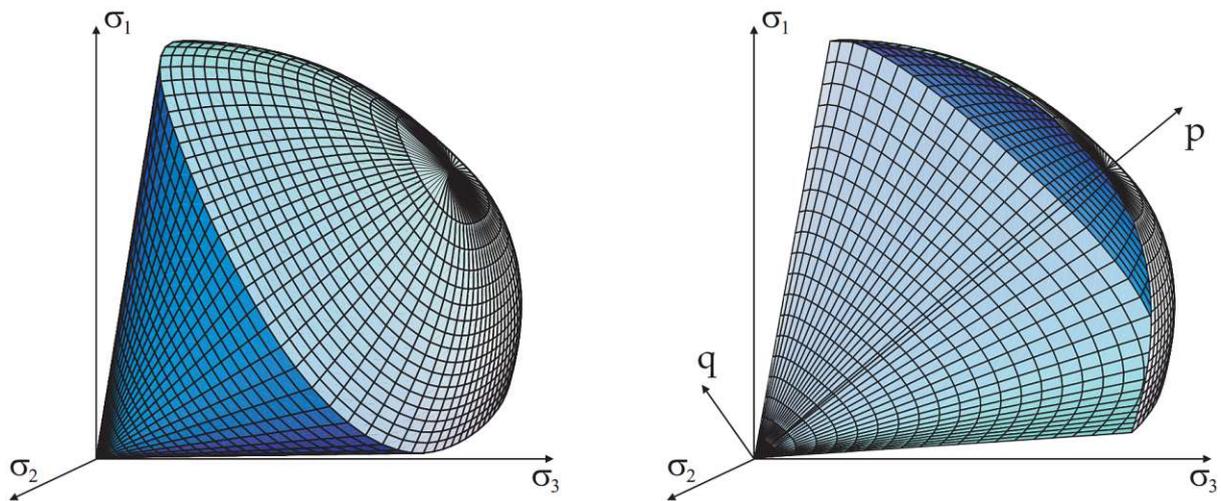


Abb. 3.5: Links: Fließflächen eines kohäsionslosen Bodens im Hauptspannungsraum. Rechts: Schnitt durch die Fließflächen im p-q Raum [6]

sowie Überschätzungen der Ausdehnung von Setzungsmulden infolge von Tunnelvortrieben oder Aushüben [6].

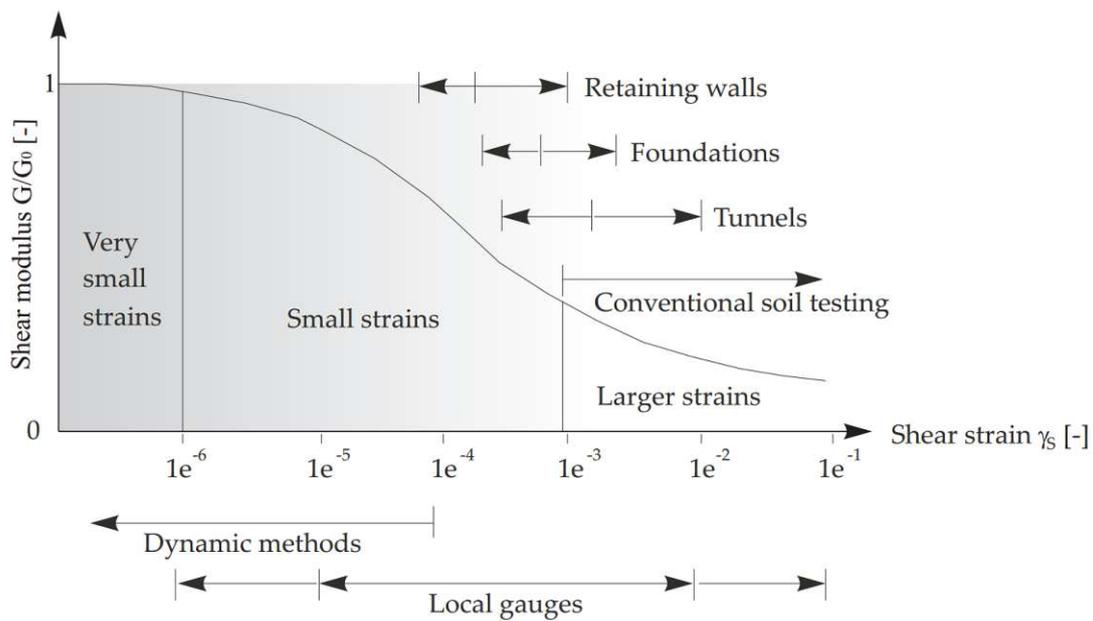


Abb. 3.6: Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Scherdehnung in logarithmischer Darstellung [20]

Das „Hardening soil model with small strain stiffness“ (kurz: HS small Modell) wurde auf Basis des HS Modells entwickelt und gilt als dessen Erweiterung. Dabei wird der Zusammenhang zwischen der Bodensteifigkeit und der Größe der Schubverzerrungen berücksichtigt. Sowohl das HS Modell als auch das HS small Modell wurden in PLAXIS implementiert. Bei der Anwendung des HS small Modells sind im Vergleich zum HS Modell zwei weitere Bodenparameter erforderlich, welche im Weiteren näher erläutert werden.

In Abbildung 3.6 ist die Schubverzerrung γ_s logarithmisch aufgetragen und wird definiert als:

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{2}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]}. \quad (3.5)$$

Für einen Triaxialversuch, wo $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ gilt, vereinfacht sich der Ausdruck in Gleichung 3.5 zu $\gamma_s = |\varepsilon_1 - \varepsilon_3|$. G_0 bezeichnet in Abbildung 3.6 den Anfangsschubmodul, der im Bereich von sehr kleinen Verzerrungen auftritt und unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens für diesen Verzerrungsbereich, im folgenden Zusammenhang mit dem Elastizitätsmodul E_0 steht:

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu)}. \quad (3.6)$$

Der Schubmodul G_0 ist von mehreren Faktoren abhängig, insbesondere aber von der Porenzahl e und die im Geomaterial herrschende mittlere Spannung p . Eine allgemeine Abschätzung für den Schubmodul G_0 wird von Hardin & Black [13] angegeben:

$$G_0 = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_{\text{ref}}} \right)^{0,5}. \quad (3.7)$$

Wie bereits angegeben, ist e die Porenzahl und die Referenzspannung p_{ref} hat üblicherweise einen Wert von 100 kPa. Es existieren einige mathematischen Ansätze, welche die Beziehung zwischen Bodensteifigkeit und Schubverzerrung beschreiben, wobei das Hardin-Drnevich Modell [14] einen wichtigen Vorteil gegenüber anderen Herangehensweisen aufweist – nur zwei Eingangsparameter (G und γ_s) sind notwendig, um die Steifigkeitsreduktionskurve zu beschreiben [6].

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma_s}{\gamma_r} \right|} \quad (3.8)$$

Hier bezeichnet γ_r die Referenzscherdehnung, die sich aus

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\text{max}}}{G_0} \quad (3.9)$$

ergibt, wobei τ_{max} die Schubspannung bei Versagen ist [20]. Die Referenzschubverzerrung wird vereinfachend meistens durch $\gamma_{0,7} = \frac{3}{7}\gamma_r$ ersetzt. Somit ist $\gamma_{0,7}$ die Scherdehnung, bei welcher der Schubmodul G auf 70% seines ursprünglichen Wertes reduziert wurde. Obwohl diese Korrelationen als zuverlässige mathematische Beschreibung der Abhängigkeit zwischen Steifigkeit und kleinen Dehnungen angesehen wird, ist es zu bevorzugen beide Parameter labortechnisch bzw. aus in-situ Versuchen zu ermitteln.

Wie bereits erwähnt, sind für die Anwendung des HS-Small-Modells nur zwei weiteren Eingangsparameter im Vergleich zum HS-Modells notwendig. In PLAXIS wird die elastische Steifigkeit in Anlehnung an einer Referenzsteifigkeit, ähnlich zu den anderen Steifigkeitsparametern (siehe HS-Modell), bestimmt [20].

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.10)$$

In Gleichung 3.10 [20] wird der Exponent m aus dem HS-Modell übernommen und σ_3 ist wie schon bekannt, die minimale Hauptspannung in einem Triaxialversuch.

Für die Bestimmung von G_0^{ref} wird der bereits angegebene Ansatz (Gleichung 3.7) nach Hardin & Black [13] herangezogen, mit einer Referenzspannung $p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$. Daraus ergibt sich:

$$G_0^{\text{ref}} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad \text{mit } p = p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa.} \quad (3.11)$$

3.2.3 Eignung der HS- und HS-small Modelle

Die Frage ob und wie gut ein Stoffmodell für eine spezifische Aufgabenstellung geeignet ist, kann nicht eindeutig beantwortet werden. Viele Faktoren wie etwa die konkrete Berechnungsaufgabe, die vorherrschenden Bodenverhältnisse, sowie die Anforderungen an die Berechnung, haben einen Einfluss [30]. Das Ziel dieser Arbeit ist es einen direkten Vergleich zwischen den mit numerischen Modellen berechneten Schlitzwandverformungen und den durch Inklinometermessungen festgestellten Verformungen anzustellen. Wie bereits in Kapitel 1 erwähnt, handelt es sich bei der gegenständlichen Aufgabenstellung um eine tiefe Baugrube mit relativ komplexer Geometrie bzw. Bauphasen. Diese beinhaltet mehrere Aushübe und den Einbau verschiedener Aussteifungselemente. Es ist also mit unterschiedlichen Spannungszuständen und Steifigkeiten innerhalb und außerhalb der Baugrube zu rechnen. Bereits durchgeführte Vergleichsberechnungen bei solchen Aufgabenstellungen, wobei unterschiedliche Stoffmodelle angewandt wurden, konnten die bessere Eignung höherwertiger Stoffmodelle für die realistische Berechnung von Setzungen bzw. die Erstellung von Verformungsprognosen hervorheben [29], [7], [30]. Daher werden das HS Modell und das HS small Modell den in dieser Arbeit entwickelten numerischen Modellen zugrunde gelegt.

3.3 Erstellung der numerischen Modelle in PLAXIS

Die numerische Software PLAXIS ist ein FE-Programm, welches zur Lösung von geotechnischen Problemen entwickelt wurde. Darin können sowohl 2D als auch 3D numerische Modelle konstruiert werden. Darüber hinaus sind in PLAXIS neben dem herkömmlichen Mohr-Coulomb Modell auch höherwertige Stoffgesetze implementiert. Daher werden alle in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen unter Anwendung dieser numerischen Software durchgeführt.

3.3.1 Allgemeines zur Entwicklung eines numerischen Modells

Grundlegend für die Erstellung eines numerischen Modells ist die vorherige Definition des Berechnungsziels, denn dieses beeinflusst alle nachfolgenden Schritte. Nachdem das Berechnungsziel definiert wurde, folgt daraufhin die Auswahl des Berechnungsabschnittes und die Festlegung von sämtlichen anderen Parametern und Annahmen, welche für die Berechnung getroffen werden. Dabei wird beispielsweise der Bodenaufbau und die zugehörigen Bodenkenngrößen definiert und die Höhe eines etwaigen Grundwasserspiegels. In weiterer Folge werden die geometrischen Gegebenheiten, sowie zugehörige Konstruktionselemente der gewählten Modellregion nachgebildet. Danach werden die zugehörigen Stoffmodelle und Materialkennwerte sowohl für die Bodenschichten als auch für die definierten Strukturelemente festgelegt. Allfällige Randbedingungen für Verformungen und Spannungen müssen an dieser Stelle definiert werden. Anschließend wird das erstellte geometrische Modell in finite Elemente diskretisiert und die relevanten Berechnungsphasen (-schritte) werden festgelegt. Es folgt die Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems für jeden Berechnungsschritt und somit die Berechnung der gesuchten Größen – bei geotechnischen Aufgaben sind das meist die Knotenverschiebungen der einzelnen Elemente. Die letzten Schritte umfassen die Darstellung und Auswertung der Ergebnisse [30]. Die erhaltenen Berechnungsergeb-

nisse sollten auf Plausibilität kontrolliert werden und in weiterer Folge Änderungen am Modell vorgenommen werden.

3.3.2 Das 2D-Modell

Modellgeometrie

Bei der Erstellung eines 2D-Rechenmodells werden zunächst repräsentative Schnitte durch die Baugrube definiert, welche berechnungsrelevante örtliche Gegebenheiten oder Strukturen beinhalten. Diese sind beispielsweise bestehende Gebäude rund um den Aushub und sämtliche Stützkonstruktionen wie Anker, Aussteifungsdeckel und Stahlrohrsteifen. Aus der in Abbildung 2.6 dargestellten Draufsicht wird ersichtlich, dass die Grundrissgeometrie der Baugrube unregelmäßig ist und die vorhandenen Randbedingungen rund um die Baugrube variieren. Die im Zuge des Aushubs eingebauten Aussteifungsdeckel wurden nicht auf jeder Wandseite angeordnet, wobei dasselbe für die hergestellten Anker gilt. Die Notwendigkeit zur Durchführung von Niederdruckinjektionen war ebenfalls nicht im gesamten Bereich der Baugrubenumschließung gegeben. Diese wurden nur an Stellen ausgeführt, wo die bestehenden Fundamente einer zusätzlichen Stützung bedurften (siehe Kapitel 2).

Für das 2D-Modell der vorliegenden Arbeit wurde der in Abbildung 3.7 dargestellte Schnitt durch die Baugrube ausgewählt. In diesem Schnitt sind alle wesentlichen Strukturelemente und örtliche Gegebenheiten, welche einen Einfluss auf die Schlitzwandverformungen haben enthalten. Auf der linken Seite verläuft der Modellschnitt durch den Berechnungsschnitt G und auf der rechten durch den Berechnungsschnitt C. Dieser Schnitt ist in Abbildung 3.8 dargestellt.

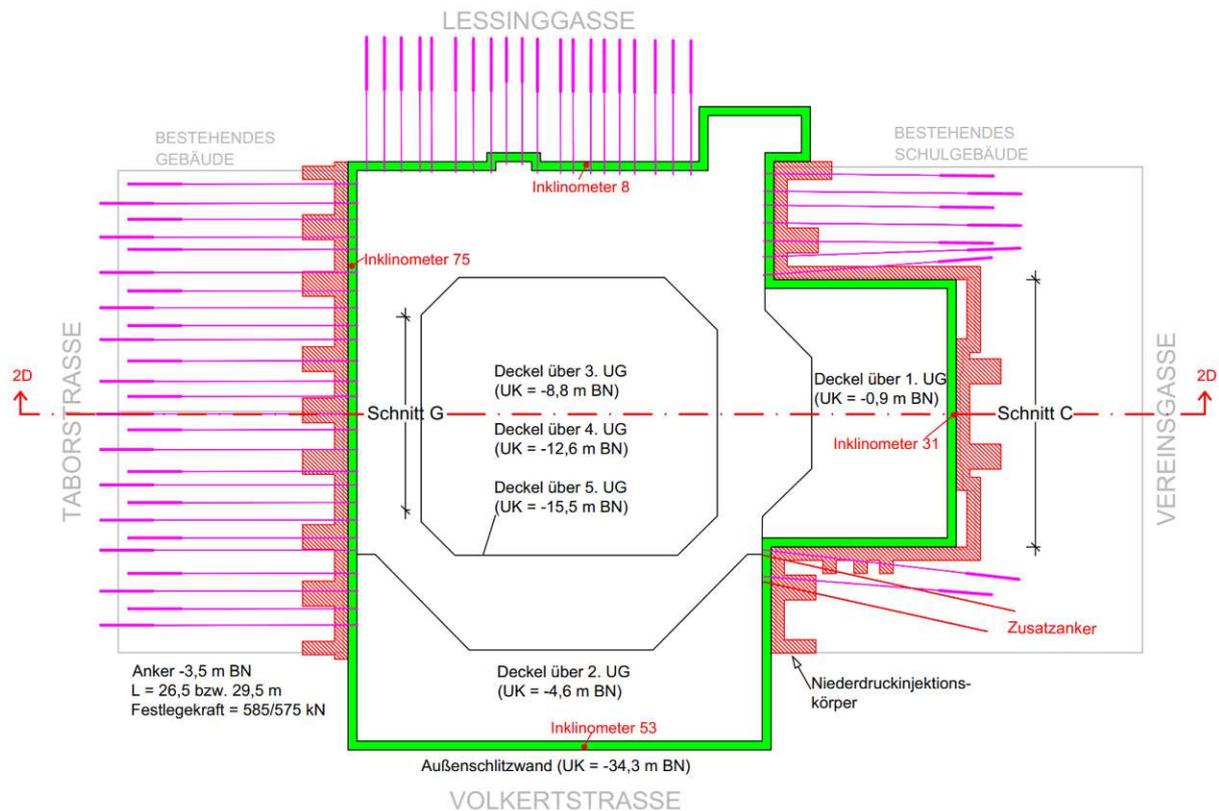


Abb. 3.7: Grundrissgeometrie, adaptiert aus [3]

Da der Schlitzwandkopf im Schnitt G im Vergleich zu Schnitt C tiefer liegt, wird dieser im FE-Modell der Einfachheit halber um 0,8 m erhöht und somit der Höhe der gegenüber liegenden Schlitzwand angeglichen. Da in diesem verlängerten Bereich der Schlitzwand keine Belastung angreift, kann davon ausgegangen werden, dass dieses Vorgehen keine merkbaren Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse haben sollte. Als Nullpunkt für das Modell wird die Oberkante der Schlitzwand ausgewählt. Damit wird ein direkter Vergleich der Verformungen entlang der Schlitzwandachse ermöglicht. Die Schlitzwandgründungselemente und die darauf liegenden Hilfsstützen sind in Abb. 3.8 nicht enthalten, da die Aussteifungsdeckel als Ersatzfedersteifigkeiten modelliert werden und daher keiner zusätzlichen Stützung im Modell bedürfen.

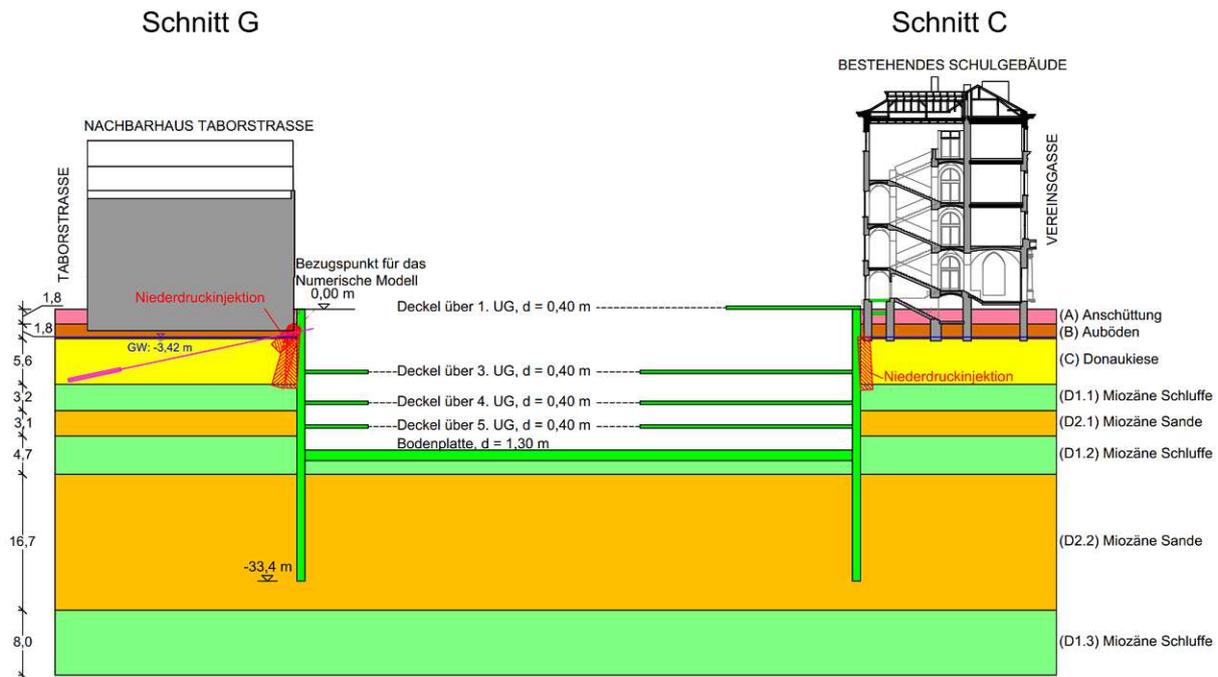


Abb. 3.8: Schnitt 2D, welcher als Grundlage für das zweidimensionale numerische Modell dient, adaptiert aus [3]

Berechnungsausschnitt

Bevor die Schichtdefinition erfolgen kann, müssen zuerst die geometrischen Abmessungen des gewählten Berechnungsschnittes festgelegt werden. Laut [10] ist die Geometrie des Berechnungsschnittes so zu wählen, dass der Spannungs- und Verformungszustand an den Modellrändern in den der initialen Situation nachfolgenden Phasen nur geringfügig beeinflusst wird. Die empfohlenen Abstände des Modellrands zu dem Modellierungsobjekt für zweidimensionale numerische Modelle sind in Abbildung 3.9 dargestellt. In bestimmten Fällen sind jedoch Abweichungen von dieser Faustregel notwendig. So könnte die Berücksichtigung von undrainierten Zuständen, Grundwasserströmungen, Baugruben in geneigtem Gelände und außergewöhnliche geotechnische und bautechnische Umstände, die Notwendigkeit zur Vergrößerung des Berechnungsschnittes verursachen. Die Steifigkeit und Abmessungen der Nachbarbebauung spielen dabei auch eine Rolle. Allerdings hängt die Größe des Modells stark mit Rechenaufwand und -zeit zusammen und eine erhöhte Anzahl an finiten Elementen führt zu einer Verlängerung der Berechnungszeit. Daher ist es auch möglich, die festgelegten Abstände zum Modellrand durch Vorberechnungen zu überprüfen. Laut den oben beschriebenen Regeln würde der erforderliche Abstand a des zu modellierenden Berechnungsschnittes zu den Modellrändern $135,6\text{ m}$ betragen ($a = 2b = 2 \cdot 67,8 = 135,6$).

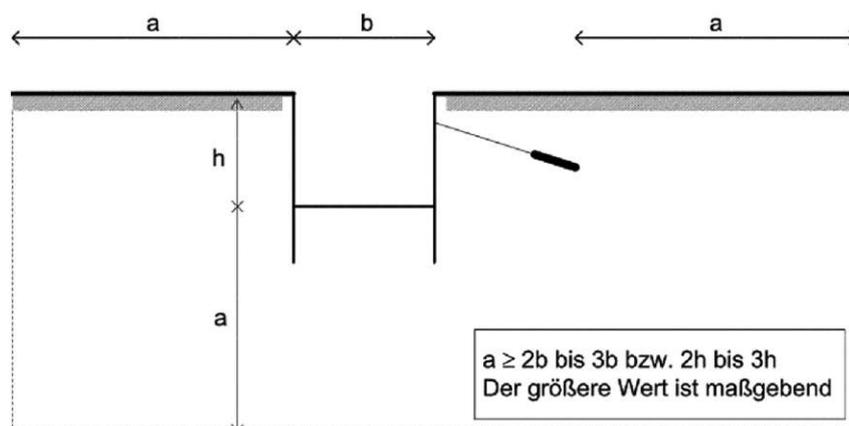


Abb. 3.9: Empfohlene Modellabmessungen laut [10]. Darin ist b die Baugrubenbreite, a der Abstand zum Modellrand und h die Baugrubentiefe

Der horizontale Abstand vom Baugrubenrand bis zum Ankerende beträgt 28,2 m (wird der Nachvollziehbarkeit halber im Weiteren als A bezeichnet). Damit ergibt sich eine gesamte Länge des Berechnungsausschnittes zu:

$$L_{2D,ges} = a + A + b + a = 135,6 + 28,2 + 67,8 + 135,6 = 367,2 \text{ m} \quad (3.12)$$

Diese Größe des Berechnungsausschnittes führte bei den ersten Modellierungsversuchen zu langen Berechnungszeiten. Daher wurden Vorberechnungen durchgeführt, um zu bestätigen, dass ein kleinerer Berechnungsausschnitt ausreichend ist und die Spannungs- und Verformungsunterschiede an den Rändern auch nach der letzten Berechnungsphase vernachlässigbar klein sind im Vergleich zum Ausgangszustand. So beträgt die Breite des Modells 250 m und die gewählte Tiefe entspricht mit $-44,02$ m der Unterkante der untersten Schluffschicht des Baugrundmodells. Diese Modellabmessungen werden beim Modellierungsstart als Koordinatenwerte in PLAXIS eingegeben.

- $x_{min} = 0,00 \text{ m}$ und $x_{max} = 250 \text{ m}$
- $y_{min} = 0,00 \text{ m}$ und $y_{max} = 44,02 \text{ m}$

Definition des Bodenaufbaus

Die Eingabe der einzelnen Bodenschichten erfolgt in PLAXIS über die Definition von Bohrprofilen mittels des „Borehole“-Werkzeugs. Dabei wird die Unterkante jeder Schicht sowie die Höhe des Grundwasserspiegels festgelegt. Wie bereits erläutert, wurde die Schlitzwandoberkante als Bezugspunkt für das Modell gewählt. Sie befindet sich 0,9 m unterhalb dem Baunull und alle weiteren Höhenangaben beziehen sich auf diese Modellnull. Der Übersichtlichkeit halber werden die Höhenkoten der Schichtober- und -unterkanten in Bezug auf das Baunull in Tabelle 3.1 zusammengefasst.

Materialparameter zur Modellierung des Untergrunds

Für eine möglichst realitätsnahe Modellierung des Bodenverhaltens werden wie in Abschnitt 3.2.3 bereits erläutert, für die numerische Berechnung die Materialmodelle Hardening Soil (HS) und Hardening Soil with small strain stiffness (HS small) angewendet. Beide Modelle sind in PLAXIS implementiert und können in der Modell-Bibliothek ausgewählt werden. Da diese Modelle weitere Bodenparameter benötigen, welche im geotechnischen Gutachten nicht angeführt

Tab. 3.1: Höhenkoten der Bodenschichten

	Modell- höhenkoten	Projekt- höhenkoten	Meter Wiener Null
Baunull	0,00 m \cong	-0,90 m BN \cong	+4,42 m WN
Schlitzwandoberkante	0,00 m \cong	-0,90 m BN \cong	+4,42 m WN
Anschüttungen Unterkante	-1,80 m \cong	-2,70 m BN \cong	+2,62 m WN
Auböden Unterkante	-3,62 m \cong	-4,52 m BN \cong	+0,82 m WN
Kies Unterkante	-9,23 m \cong	-10,13 m BN \cong	-4,81 m WN
Schluff (1) Unterkante	-12,46 m \cong	-13,36 m BN \cong	-8,04 m WN
Sand (1) Unterkante	-15,57 m \cong	-16,47 m BN \cong	-11,15 m WN
Schluff (2) Unterkante	-20,27 m \cong	-21,17 m BN \cong	-15,85 m WN
Sand (2) Unterkante	-36,98 m \cong	-37,88 m BN \cong	-32,56 m WN
Schluff (3) Unterkante	-44,02 m \cong	-44,92 m BN \cong	-39,60 m WN
Schlitzwandunterkante	-33,40 m \cong	-34,30 m BN \cong	-28,98 m WN
Grundwasser	-3,42 m \cong	-4,32 m BN \cong	+1,00 m WN

sind und während der bodenphysikalischen Prüfungen in der Planungsphase nicht ermittelt wurden, müssen für diese Annahmen getroffen werden.

Schweiger und Tschuchnigg untersuchten das Setzungsverhalten von zwei hohen Türmen, welche im 20. Wiener Gemeindebezirk situiert sind in [25]. Die FEM-Analyse erfolgte bei diesen Untersuchungen ebenfalls mit den HS und HS-small Materialmodellen. Da der 20. und 2. Wiener Gemeindebezirken aneinander angrenzen und die vorliegenden Untergrundverhältnisse ähnlich sind, werden die in der Publikation angeführten Parameter für die numerischen Berechnungen in dieser Arbeit übernommen. In Tabelle 3.2 ist eine Zusammenfassung aller Parameter ersichtlich, welche für die Anwendung des HS Modells erforderlich sind. In Tabelle 3.3 sind die zusätzlichen, für das HS-small Modell notwendigen, Parameter angegeben. Die Bodenkenngrößen, sowie die Scherparameter und Durchlässigkeitsbeiwerte wurden dem geotechnischen Gutachten entnommen. Alle verbleibenden Steifigkeitsparameter (E_{50}^{ref} , $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, G_0 und $\gamma_{0,7}$) wurden von der Publikation von *Schweiger und Tschuchnigg* [25] übernommen. Eine weitere Parametereinstellung, welche in PLAXIS dem Benutzer zur Verfügung steht, ist die Auswahl des Drainverhalten der jeweiligen

Bodenschicht. Da die Modellierung mit effektiven (drainierten) Scherparametern erfolgen soll, wird hier die Option „drained“ für alle Bodenschichten ausgewählt.

Tab. 3.2: Parameter für die Anwendung des HS Modells

Parameter	Einheit	Anschüttungen	Auböden	Kies	Schluff	Sand	Injektionskörper
Drainverhalten		drainiert	drainiert	drainiert	drainiert	drainiert	drainiert
γ_f	kN/m ³	20	20	20,5	20	20	23,5
γ_{sat}	kN/m ³	20,5	20,5	21,5	20	20	23,5
E_{50}^{ref}	kN/m ²	2.000	20.000	40.000	20.000	25.000	120.000
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	2.000	20.000	40.000	20.000	25.000	120.000
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	6.000	60.000	120.000	50.000	62.500	360.000
m	–	0,6	0,65	0,5	0,8	0,65	0,5
c'	kN/m ²	0	5	0	5	0	20
φ'	°	27	25	35	25	30	35
ψ	°	0	0	5	0	0	5
ν_{ur}	–	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100	100
OCR	–	1	1	1	1	1	1
POP	kN/m ²	0	0	0	600	600	0

Tab. 3.3: Zusätzliche Parameter für die Anwendung des HS-small Modells

Parameter	Einheit	Kies	Schluff	Sand	Injektionskörper
G_0	kN/m ²	150.000	62.500	78.125	450.000
$\gamma_{0,7}$	–	0,0001	0,0002	0,0002	0,0001

Die in der Tabelle 3.2 eingeführten Parameter OCR und POP ermöglichen die Berücksichtigung einer etwaigen Überkonsolidierung der betreffenden Bodenschicht. Dabei ist die Eingabe von nur einem der oben genannten Parameter notwendig, wobei sich diese in der Beschreibung des Anfangsspannungszustandes unterscheiden. Der Parameter OCR (**o**ver **c**onsolidation **r**atio – Überkonsolidierungsgrad) definiert das Verhältnis zwischen der größten vor Konsolidation aufgetretenen Vertikalspannung σ_p und der in-situ einwirkenden effektiven Vertikalspannung $\sigma_y'^{00}$ (Gleichung 3.13). Der Parameter POP (**p**re **o**verburden **p**ressure – Erst-Überlagerungsdruck) wiederum bezeichnet die Differenz zwischen σ_p und $\sigma_y'^{00}$ (Gleichung 3.14) [20]. In Abbildung 3.10 ist eine grafische Interpretation der beiden Parameter dargestellt.

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_y'^{00}} \quad (3.13)$$

$$POP = \left| \sigma_p - \sigma_y'^{00} \right| \quad (3.14)$$

Bestimmung der Eingabeparameter des Niederdruckinjektionskörpers

Wie in Abschnitt 2.3.1 erläutert wurde, mussten vor Beginn der Schlitzwandarbeiten die Nachbarfundamente gesichert werden. Dazu wurden Niederdruckinjektionen unterhalb der angrenzenden Fundamente durchgeführt. Da dadurch die Eigenschaften des anstehenden Bodens geändert

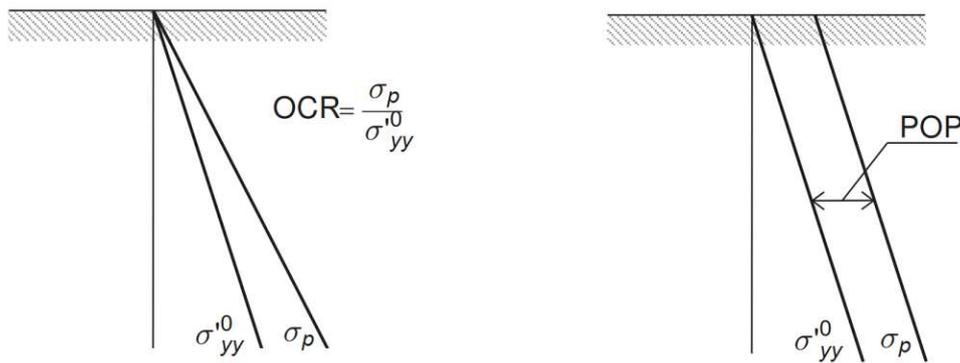


Abb. 3.10: Grafische Darstellung der Parameter OCR und POP [20]

werden, müssen diesen Bodenbereichen für eine bodenmechanische Berechnung entsprechend angepasste Parameter zugewiesen werden. Das geotechnische Bodengutachten schreibt für den vergüteten Bereich Bodenkennwerte vor, welche in Tabelle 3.4 ersichtlich sind.

Tab. 3.4: Bodenkennwerte der vergüteten Donaukiese

	Homogenbereiche	
	(C) Donaukiese	(C*) vergütete Donaukiese
Wichte feucht γ_f [kN/m ³]	20,5	22,5
Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	11,5	13,5
Wichte wassergesättigt γ_{sat} [kN/m ³]	21,5	23,5
Reibungswinkel φ [°]	35°	35°
Kohäsion c [kN/m ²]	0,0	20,0

Um diese Niederdruckinjektionskörper mithilfe des HS-Modells modellieren zu können, mussten die dazu erforderlichen Materialparameter im Zuge der vorliegenden Arbeit abgeschätzt werden. In [16] stellt *Kainrath* einen empirisch ermittelten Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt und dem E-Modul eines Injektionskörpers vor. Dieser Zusammenhang wird nachfolgend genutzt, um den E-Modul des verbesserten Bodenkörpers näherungsweise zu bestimmen. Da genaue Angaben zum W/Z-Wert des eingesetzten Injektionsguts fehlen, wird dieser anhand der Kenngrößen des injizierten Bereichs und dem in [16] angeführten Zusammenhang zwischen Suspensionsdichte und Wasserzementwert ermittelt.

Zunächst wird das Porenvolumen der Kiesschicht bezogen auf einen Kubikmeter ermittelt. Dazu wird der zugehörige Porenanteil benötigt. Dieser errechnet sich anhand der im Gutachten angegebenen gesättigten Dichte $\rho_{sat, Kies} = 2,15 \text{ g/cm}^3$, sowie der Kieskorndichte, welche in Anlehnung an [5] mit $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ angenommen wurde (Gleichung 3.15).

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{sat,Kies}} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_w \\
 2,15 &= (1 - n) 2,65 + n \\
 \implies n &= 0,303.
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

Die Dichte des Wassers wurde mit $\rho_w = 1,0 \text{ g/cm}^3$ angenommen. Nach Bestimmung des Porenanteils kann das Porenvolumen pro Kubikmeter Donaukies (in-situ Zustand) ermittelt werden (3.16). Dieses wird später zur Berechnung der Masse der injizierten Suspension benötigt.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_n}{V} \\
 V_n &= nV
 \end{aligned} \tag{3.16}$$

$$\implies V_n = 0,303$$

Da bei einer Niederdruckinjektion die Struktur des Bodens nicht verändert wird, sondern lediglich die Poren mit Zementsuspension gefüllt werden (siehe Abschnitt 2.3.1), wird zur Bestimmung der Suspensionsdichte angenommen, dass die Bodenporen vollständig mit Suspension gesättigt sind. Anschließend wird die Beziehung zwischen Poren- und Feststoffanteil nochmals herangezogen. Die gesättigte Dichte des Injektionskörpers – $\rho_{\text{sat,IK}}$ – wird der Tabelle 3.4 entnommen.

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{sat,IK}} &= (1 - n) \rho_s + n \rho_{\text{Susp}} \\
 2,35 &= (1 - 0,303) 2,65 + 0,303 \rho_{\text{Susp}} \\
 \implies \rho_{\text{Susp}} &= 1,66 \text{ g/cm}^3
 \end{aligned} \tag{3.17}$$

Mit der Kenntnis über die Suspensionsdichte kann der gesuchte W/Z-Wert anhand der von *Kainrath* in [16] angegebenen Beziehung mithilfe von Gleichung (3.18) ermittelt werden. Dies erfolgt unter Annahme einer Korndichte des Zements von $3,1 \text{ g/cm}^3$, welche einem Portlandzement entspricht. Es wird vereinfacht angenommen, dass keine Zusatzstoffe beigemischt wurden.

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{Susp}} &= \frac{\frac{W}{Z} + 1}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \\
 1,66 &= \frac{\frac{W}{Z} + 1}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{1} + \frac{1}{3,1}} \\
 \implies \frac{W}{Z} &= 0,7 \implies W = 0,7Z
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

Folglich wird die Suspensionsmasse, welche in einen Kubikmeter Kies injiziert wurde, berechnet und anhand des in Gleichung 3.18 ermittelten Verhältnis zwischen Wasser und Zement kann auf die Masse der verwendeten Zementmenge geschlossen werden. Das Suspensionsvolumen V_{Susp} ist gleich dem zuvor ermittelten Porenvolumen V_n , da alle Poren mit dem Zementgemisch gefüllt sind. Laut [16] wird ein Zementgehalt $>0,28 \text{ g/cm}^3$ als hoch eingestuft.

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{Susp}} &= \frac{m_{\text{Susp}}}{V_{\text{Susp}}} \\
1,66 &= \frac{m_{\text{Susp}}}{303\,000} \\
\Rightarrow m_{\text{Susp}} &= 502\,980 \text{ g/m}^3 \\
m_{\text{Susp}} &= m_{\text{Wasser}} + m_{\text{Zement}} \\
m_{\text{Susp}} &= 0,7 \cdot m_{\text{Zement}} + m_{\text{Zement}} \\
m_{\text{Susp}} &= 1,7 \cdot m_{\text{Zement}} \\
m_{\text{Zement}} &= \frac{502\,980}{1,7} \\
\Rightarrow m_{\text{Zement}} &\approx 296\,000 \text{ g/m}^3 = 0,296 \text{ g/cm}^3
\end{aligned} \tag{3.19}$$

Eine direkte Ermittlung des Zementgehaltes einer vollständig mit Suspension gefüllter Probe wird in [16] angegeben. Damit kann bei bekannten Porenanteil und W/Z-Wert die gesuchte Zementmenge berechnet werden (Gl. 3.20).

$$\begin{aligned}
z &= \frac{n}{\frac{W}{Z} \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{1}{\rho_z}} \\
z &= \frac{0,303}{0,7 \cdot \frac{1}{1} + \frac{1}{3,1}} \\
\Rightarrow z &\approx 0,296 \text{ g/cm}^3
\end{aligned} \tag{3.20}$$

Letztendlich kann der zum Injektionskörper zugehörige E-Modul errechnet werden. Dazu wird, wie bereits erwähnt, auf eine empirisch festgestellte Korrelation zwischen E-Modul und Zementgehalt zurückgegriffen, welche in [16] formuliert wird. Diese ist in Gleichung 3.21 ersichtlich. Die Formel ist nicht einheitentreu und der Zementgehalt wird in g/cm^3 eingesetzt, während sich der E-Modul in kN/m^2 ergibt. Es ist zu beachten, dass dieser Zusammenhang nur für Zementgehalte von über $0,15 \text{ g/cm}^3$ gültig ist. Der zuvor ermittelte Zementgehalt entspricht dieser Bedingung und die Ermittlung des E-Moduls kann unter Verwendung von Gleichung in 3.21 fortgesetzt werden.

$$\begin{aligned}
E &= -825\,972 + 5\,694\,300 \cdot z \\
E &= -825\,972 + 5\,694\,300 \cdot 0,295871 \\
\Rightarrow E &= 858\,803,9 \text{ kN/m}^2
\end{aligned} \tag{3.21}$$

Da der so berechnete Steifemodul einen sehr hohen Wert aufweist, lässt sich daraus schließen, dass dieser der Anfangssteifigkeit E_i des HS bzw. HS small-Modells entspricht (siehe Abschnitt 3.2.2). Laut [20] kann die gesuchte Sekantensteifigkeit E_{50} anhand der Beziehung in Gleichung

3.22 bestimmt werden, wobei der Faktor $R_f = \frac{q_i}{q_a}$ mit 0,9 angenommen werden darf (siehe Abbildung 3.1). Somit ergibt sich die Sekantensteifigkeit E_{50} zu:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f}$$

$$858\,803,9 = \frac{2E_{50}}{2 - 0,9} \quad (3.22)$$

$$\Rightarrow E_{50} = 472\,342 \text{ kN/m}^2$$

Um die restlichen, für das HS-Modell notwendigen Steifigkeitsparameter bestimmen zu können, ist der Referenzwert E_{50}^{ref} der Sekantensteifigkeit erforderlich. Wie in Abschnitt 3.2.2 geschildert, hängt diese von der Seitenspannung σ_3 ab (siehe Gleichung 3.2). Die in [16] durchgeführten Triaxialversuche an Injektionskörperproben mit hohem Zementgehalt zeigten, dass eine Variation der Seitenspannung σ_3 nahezu keinen Einfluss auf die Steifigkeit der Proben hatte (siehe Abb. 3.11). Unter Berücksichtigung dieser Feststellung kann angenommen werden, dass die Referenzsteifigkeit E_{50}^{ref} nahezu denselben Wert wie die Sekantensteifigkeit E_{50} aufweist (Gl. 3.23). Mit den Beziehungen $E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3E_{50}^{\text{ref}}$ können die verbleibenden Steifigkeitsparameter bestimmt werden (Gl. 3.24, 3.25) [20].

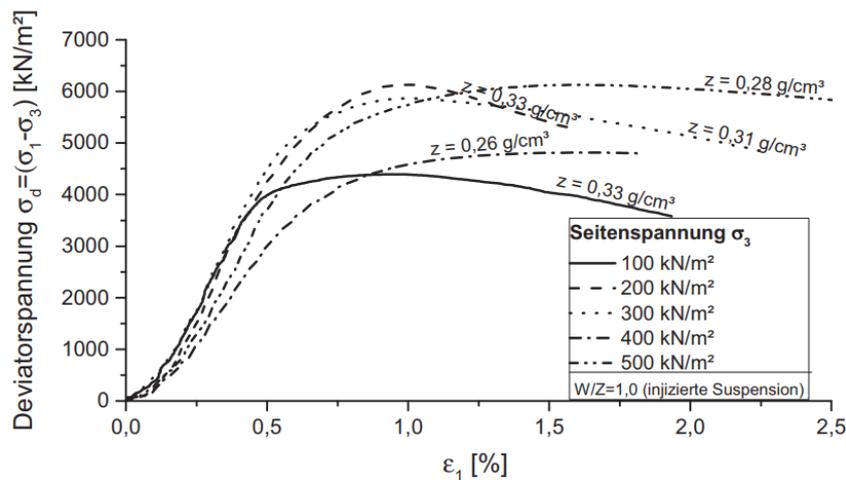


Abb. 3.11: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit mittlerem bis hohem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3 [16]

$$E_{50}^{\text{ref}} \approx E_{50} = 472\,342 \text{ kN/m}^2 \quad (3.23)$$

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}} = 472\,342 \text{ kN/m}^2 \quad (3.24)$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3E_{50}^{\text{ref}} = 1\,417\,026,44 \text{ kN/m}^2 \quad (3.25)$$

Aus Gleichungen 3.23, 3.24 und 3.25 wird ersichtlich, dass die so bestimmten Werte der Steifigkeitsmoduln viel höher als diejenigen des umgebenden Bodens sind (vergleiche mit Tabelle 3.2). Dies ist darauf zurückzuführen, dass die verwendeten Formeln empirisch, anhand von Untersuchungen an im Labor hergestellten Probekörpern, entwickelt wurden. Ein höherer

Zementgehalt der Probekörper geht mit einer Steifigkeitserhöhung einher, was in der hergeleiteten Formel zur Bestimmung des E-Moduls enthalten ist [16]. Darüber hinaus wird aus den oben angeführten Beziehungen ersichtlich, dass es eine Abhängigkeit zwischen der gesättigten Dichte des injizierten Bereichs und der Höhe des W/Z-Wertes des eingesetzten Injektionsguts besteht. Letzterer steht wiederum im direkten Zusammenhang mit der erzielten Steifigkeitserhöhung der suspensionsgefüllten Bereiche. Diese Abhängigkeiten sind grafisch in den Abbildungen 3.12 und 3.13 dargestellt.

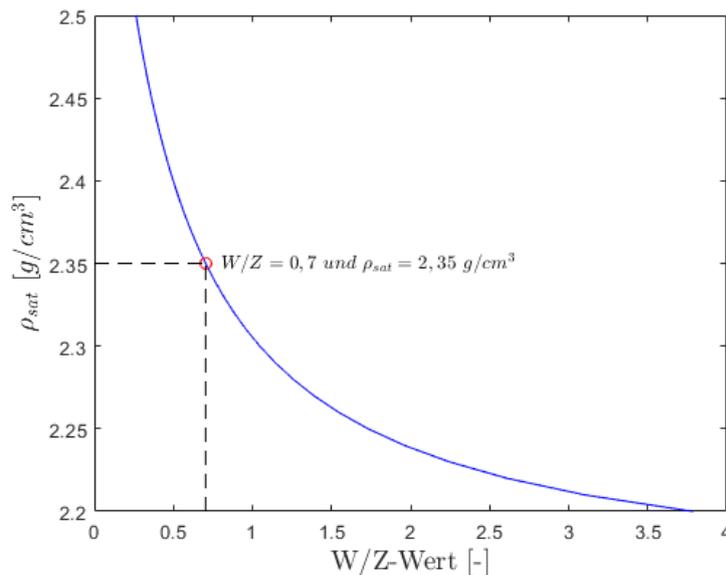


Abb. 3.12: Abhängigkeit der gesättigten Dichte des injizierten Bodenbereichs von dem gewählten W/Z-Wert des eingesetzten Injektionsguts

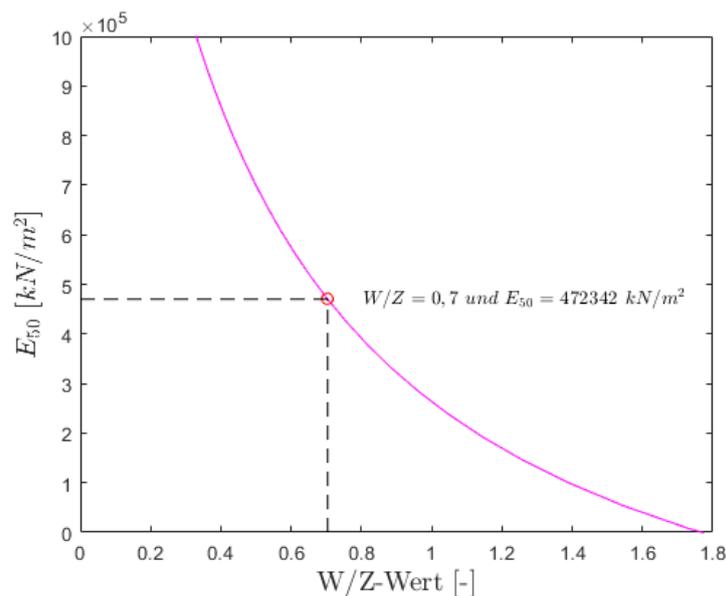


Abb. 3.13: Zusammenhang zwischen dem gewählten W/Z-Wert des eingesetzten Injektionsguts und die erzielte Steifigkeit des injizierten Bodenbereichs

Daraus wird ersichtlich, dass je höher der W/Z-Wert der verwendeten Zementsuspension desto niedriger ist die gesättigte Dichte des resultierenden Injektionskörpers, sowie seine erreichte Steifigkeit. Im Feld ist eine genaue Bestimmung des Zementgehaltes vom injizierten Bereich nicht möglich, da die Entnahme von ungestörten Injektionskörperproben nicht gewährleistet werden kann. Da keine Daten zu einer genaueren Überprüfung der erzielten Kenngrößen des injizierten Bereichs vorliegen, kann angenommen werden, dass die im Gutachten angegebenen Werte geschätzt worden sind. Somit ist eine genaue Bestimmung der tatsächlich erzielten Steifigkeit der Niederdruckinjektionskörper nicht möglich. Um den Injektionskörper dennoch in der numerischen Berechnung berücksichtigen zu können, wird eine Schätzung der Steifigkeitsparametern des injizierten Bereichs getroffen. Es wird hierfür das Dreifache der Steifigkeitsparameter der Kiesschicht vorgenommen. Diese Werte wurden im Zuge der numerischen Berechnung durch eine Parameterstudie bestimmt und konnten sich als zielführend für die vorliegende Arbeit erweisen. Die zur numerischen Berechnung herangezogenen Werte sind in Tabellen 3.2 und 3.3 enthalten.

Modellierung der Strukturelemente und Berücksichtigung der Gebäudelasten

Nach Festlegung der erforderlichen Materialparameter ist die Definition der Konstruktionselemente und aller relevanten einwirkenden Lasten der nächste wesentliche Schritt in der Modellierung. In PLAXIS erfolgt dies über die Eingabe von „Structures“. Folgende Strukturelemente sind dabei verfügbar:

- Plate – für die Implementierung von Platten- und Scheibenelementen
- Geogrid – für die Modellierung von Bodenbewehrungselementen
- Node-to-node anchor – ein elastisches Federelement, welches sich für die Modellierung von Ankerfreistrecken eignet
- Embedded beam row – ein eingebettetes Stabelement, mit welchem z. B. Bohrpfähle und Verpresskörper von Ankern modelliert werden können
- Fixed-end anchor – Federelement, welches nur auf einer Seite fixiert ist. Dieses Werkzeug eignet sich für die Modellierung von Stützkonstruktionen von Baugrubenwänden.

Strukturelemente erfordern die Eingabe von elementspezifischen Parametern, welche die Materialeigenschaften des Konstruktionselements beschreiben. In diesem Modellierungsschritt werden auch etwaige Flächen-, Linien- oder Punktlasten sowie die jeweils vorherrschenden Aushubniveaus definiert. Die Reihenfolge, in welcher die einzelnen Elemente modelliert werden, ist irrelevant. Erst nach vollständiger Eingabe der Baugruben- und Umgebungsgeometrie darf die Diskretisierung des Modells in finite Elemente erfolgen.

Abbildung 3.14 stellt einen Ausschnitt aus dem 2D-Modell dar, welcher die modellierten Strukturelemente beinhaltet. Die zwei Nachbargebäude seitlich der Baugrube wurden dabei als Flächenlasten berücksichtigt. Nachfolgend werden detaillierte Angaben zur Modellierung der einzelnen Baugrubenelemente vorgenommen.

Zur Modellierung der Schlitzwand wird ein „Plate“-element eingesetzt, wobei diesem ein elastisches, isotropes Materialverhalten zugewiesen wird. Die restlichen erforderlichen Elementeneigenschaften umfassen die Dehn- (EA) sowie die Biegesteifigkeit (EI), die Querdehnzahl ν und ein sogenanntes „spezifisches Gewicht“ w für Platten. Letzteres repräsentiert das Gesamtgewicht der Wand (in kN/m^2), welches sich aus der Differenz zwischen der Wand- und dem Bodeneigengewicht errechnet. Durch die Eingabe dieses Parameters ist es möglich, den Bodenaushub und dessen Ersatz durch die Schlitzwand im Zuge der Schlitzwandlerstellung zu berücksichtigen. Für dieses numerische Modell wird w mit $5 \text{ kN}/\text{m}^2$ angegeben. Eine Eingabe der

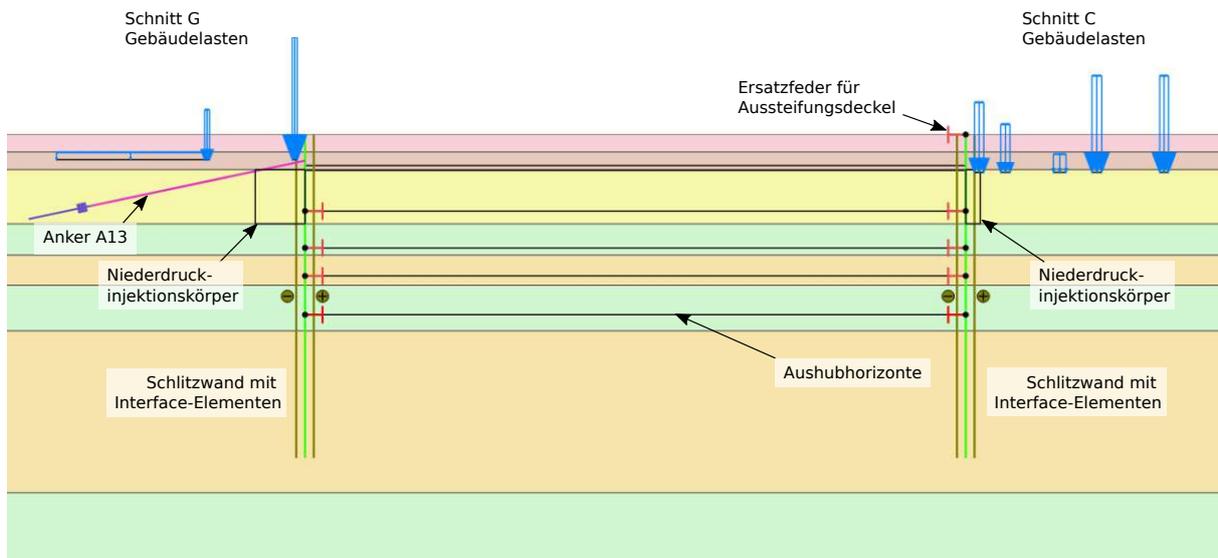


Abb. 3.14: Im 2D-Modell enthaltene Strukturelemente

Schlitzwanddicke wird nicht gefordert, da ihr mechanisches Verhalten durch die eingegebenen Steifigkeitswerten für EA und EI beschrieben wird.

Da genauere Angaben zu der verwendeten Betongüte für die Erfassung der vorliegenden Arbeit nicht zur Verfügung stehen, wird eine Betongüte von C30/37 für die Schlitzwand angenommen. Der zugehörige E-Modul beträgt $33\,000\text{ N/mm}^2$, und mit einer Schlitzwanddicke von 1 m ergibt sich die Dehn- bzw. Biegesteifigkeit zu:

$$EA_{\text{SW}} = 33\,000 \cdot 1 = 33\,000\text{ MN/m} = 33 \cdot 10^6\text{ kN} \quad (3.26)$$

$$EI_{\text{SW}} = \frac{33 \cdot 10^6 \cdot 1^3}{12} = 2,75 \cdot 10^6\text{ kN m}^2. \quad (3.27)$$

Um die Boden-Bauwerk-Interaktion wirklichkeitsnahe modellieren zu können, müssen der Schlitzwand „Interface“-Elemente zugewiesen werden [21]. Anhand dieser werden in PLAXIS die Kontaktbedingungen zwischen Boden und Strukturelementen abgebildet. Somit kann beispielsweise die Mantelreibung bei Bohrpfählen bzw. Verpresskörpern von Ankern oder die Wandreibung bei Verbauwänden berücksichtigt werden. Die Interface-Elemente werden durch den Modellparameter R_{inter} charakterisiert. Wenn R_{inter} den Wert 1 aufweist, dann hat das Interface dieselben Festigkeitseigenschaften wie der angrenzende Boden und es liegt dementsprechend eine starre Verbindung vor. Ist $R_{\text{inter}} < 1$, dann werden die zum Interface zugehörige Festigkeit und Steifigkeit reduziert, womit eine Relativverschiebung zwischen Boden und Bauwerk ermöglicht wird (die Boden- und Wandelemente teilen sich keinen Knoten, sondern werden über die Knoten der Interfaceelemente verbunden). Für dieses numerische Modell sind die ausgewählten R_{inter} -Werte in Tabelle 3.5 aufgelistet. Diese basieren auf dem von PLAXIS zur Verfügung gestellten Tutorial für die Verwendung der Software. Die mit diesen Angaben modellierten Schlitzwände und die zugehörigen Interface-Elemente sind in Abbildung 3.14 dargestellt.

Wie in Abb. 3.7 ersichtlich ist, beinhaltet der für das 2D-Modell relevante Berechnungsschnitt G eine Reihe an Verpressankern. Der ausgewählte 2D Schnitt, verläuft durch den Anker A13. Somit muss dieser in die numerische Modellierung inkludiert werden. Der Anker A13 weist folgende geometrische Charakteristiken auf:

Tab. 3.5: Parameter für die Anwendung des HS Modells

Parameter	Einheit	Anschüttungen	Auböden	Kies	Schluff	Sand	Injektionskörper
R_{inter}	–	0,5	0,5	0,85	0,5	0,65	0,85

- Ansatzpunkt (bezogen auf Schlitzwandachse): -2,70 m im Modell $\hat{=}$ -3,60 m BN
- $L_{\text{Freistrecke}} = 23$ m
- $L_{\text{Verpressstrecke}} = 6,5$ m
- Vertikale Neigung = 12°
- Horizontale Verschwenkung = 0° .

Die Modellierung von Verpressankern in PLAXIS erfolgt anhand einer Kombination aus zwei Elementtypen – „node-to-node anchor“ für die freie Ankerlänge und „embedded beam row“ für die Verpressstrecke. Das „node-to-node“-Element wird durch zwei geradlinig verbundene Knotenpunkten abgebildet und kann nur Normalkräfte übertragen. Die erforderlichen Eigenschaften, welche diesem Element zugeordnet werden können, umfassen das Materialverhalten, die Dehnsteifigkeit und den Ankerabstand. Der Anker wird elastisch modelliert und der Ankerabstand beträgt $e = 2$ m (in PLAXIS als L_{Spacing} bezeichnet). Da alle Anker als Litzenanker mit 6 Litzen und einem Litzenquerschnitt von 150 mm^2 ausgeführt wurden, errechnet sich ihre Dehnsteifigkeit unter Berücksichtigung eines mittleren E-Moduls für Spannstahl von $195\,000 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$EA_{\text{Anker}} = 195\,000\,000 \cdot 6 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 175\,500 \text{ kN}. \quad (3.28)$$

Ein „embedded beam row“-Element, mit welchem der Verpresskörper modelliert wird, besteht ebenfalls aus zwei Knotenpunkten mit einer geradlinigen Verbindung. Für die Modellierung des Verpresskörpers wird ein elastisches Materialverhalten angenommen, wobei als Verpressmaterial Beton C25/30 mit $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ angenommen wird. Der Durchmesser der Verpresskörpers beträgt 0,40 m. Die Interaktion zwischen diesem Strukturelement und dem umgebenden Boden an den Mantelflächen wird durch Interface-Elemente berücksichtigt, welche automatisch von PLAXIS generiert werden. In Abbildung 3.14 ist der modellierte Anker A13 ersichtlich, wobei die Ankerfreistrecke in Magenta und der Verpresskörper in Lila abgebildet ist.

Aussteifende Flächentragwerke wie Deckel und Bodenplatten lassen sich in einem 2D-Modell als Ersatzsteifigkeiten mithilfe eines „fixed-end anchor“-Elements modellieren. Die Scheibenwirkung der Deckel und Bodenplatte wird durch ihre Dehnsteifigkeit in der Deckelachsenrichtung berücksichtigt, welche den Federelementen zugewiesen werden kann. Für die Aussteifungsdeckel, welche eine Dicke von 0,40 m aufweisen, wird als Material Beton C25/30 angenommen. Die Dehnsteifigkeit errechnet sich somit mithilfe des mittleren E-Moduls für Beton dieser Güterklasse von $31\,000 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$EA_{\text{Deckel}} = 31\,000\,000 \cdot 0,4 = 12\,400\,000 \text{ kN}. \quad (3.29)$$

Die Bodenplatte hat eine Stärke von 1,30 m, wobei Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 angenommen wurde. Damit ergibt sich die Dehnsteifigkeit zu:

$$EA_{\text{Bodenplatte}} = 33\,000\,000 \cdot 1,3 = 42\,900\,000 \text{ kN}. \quad (3.30)$$

Die Federelemente werden auf Höhe der jeweiligen Deckelachse angesetzt. Die dazu gehörigen Modellhöhen sind Tabelle 3.6 zu entnehmen. In PLAXIS werden die modellierten Ersatzfedern als T-Symbole dargestellt, welche in Abbildung 3.14 neben den anderen eingesetzten Strukturelementen ersichtlich sind.

Tab. 3.6: Höhenknoten der Deckelachsen

	Modell- höhenknoten	Projekt- höhenknoten
Deckel über 1. UG	0,00 m \cong	-0,70 m BN
Deckel über 2. UG*	-3,50 m \cong	-4,40 m BN
Deckel über 3. UG	-7,90 m \cong	-8,80 m BN
Deckel über 4. UG	-11,70 m \cong	-12,60 m BN
Deckel über 5. UG	-14,60 m \cong	-15,50 m BN
Bodenplatte	-18,60 m \cong	-19,50 m BN

(*) Der Aussteifungsdeckel über dem zweiten Untergeschoss wird im 3D-Modell berücksichtigt.

Die Niederdruckinjektionskörper werden nicht mittels spezieller Strukturelemente, sondern mittels lokal adaptierter Bodenparameter modelliert. Daher ist es lediglich erforderlich, den geometrischen Bereich der Injektion abzugrenzen. Die Änderung der Bodeneigenschaften erfolgt während der Definition der einzelnen Bauphasen, wobei dem abgegrenzten Bereich die zum Injektionskörper zugehörigen Materialkennwerte zugewiesen werden. Der definierte Umfang des injizierten Bodens links und rechts der Baugrube ist in Abbildung 3.14 als schwarze Rechtecke dargestellt.

Die Aushubhorizonte werden ebenfalls mittels verschiedener Bauphasen festgelegt. In der Realität werden großflächige Aushübe oft nicht in einem Arbeitsschritt, sondern in einigen Teilvorgänge durchgeführt. Dies war auch beim vorliegenden Bauvorhaben der Fall. Die ersten Konstruktionselemente, welche sich unterhalb der Geländeoberkante befinden, sind die Verpressanker der westlichen und nördlichen Baugrubenseite. Daher war der erste Aushub vorerst in diesem Schlitzwandbereich notwendig. Aus den vorhandenen Messdaten im Bereich der Schnitte C und D (siehe Kapitel 4) lässt sich vermuten, dass es an diesen Stellen zu diesem Zeitpunkt noch kein Bodenabtrag stattfand. Ähnliche Rückschlüsse lassen sich auch zum Zeitpunkt des Endaushubs ziehen (siehe Kapitel 4), da dieser ebenfalls in Teilschritten ausgeführt wurde. Allerdings wird im Modell angenommen, dass alle Aushubvorgänge großflächig, für die gesamte Baugrube durchgeführt wurden, da keine genauen Angaben zu den geometrischen Abmessungen der tatsächlich hergestellten Teilaushüben vorliegen. Zur Modellierung der Aushubniveaus werden innerhalb der Baugrube Linien eingezeichnet, welche der jeweiligen Aushubtiefe entsprechen.

Ein weiterer wichtiger Punkt der Modellierung ist die Berücksichtigung der Nachbarbebauung. Der für die Erstellung des 2D-Modells gewählte Schnitt verläuft durch die Berechnungsschnitte G und C der ursprünglichen Baugrubenstatik, welche jeweils ein Bestandsgebäude enthalten (siehe

Tab. 3.7: Aushubtiefen

	Modell- höhenkoten	Projekt- höhenkoten
1. Aushub	-3,20 m \cong	-3,90 m BN
2. Aushub	-3,70 m \cong	-4,60 m BN
3. Aushub	-7,90 m \cong	-8,80 m BN
4. Aushub	-11,70 m \cong	-12,60 m BN
5. Aushub	-14,60 m \cong	-15,50 m BN
Endaushub	-18,60 m \cong	-19,50 m BN

Abschnitt 3.3.2). Deren Eigengewicht wird im Modell durch Flächenlasten abgebildet. Die genaue Größe der Einwirkungen wurde den zur Verfügung stehenden statischen Angaben entnommen. Im Folgenden wird detailliert auf die Modellierung der angrenzenden Bebauung im numerischen Modell eingegangen.

Auf der linken Seite des betrachteten Schnitts 2D befindet sich der Berechnungsschnitt G (siehe Abb. 2.6 und 3.8). Dieser umfasst eine Wohnhausanlage, deren Fundamentunterkante bei -3,5 m BN liegt. Dies entspricht einer Höhe von -2,60 m im Modell. Laut den statischen Angaben lassen sich die Gebäudelasten durch die in Abbildung 3.15 ersichtlichen Flächenlasten abbilden. Da sich die Einwirkungsebene dieser Lasten unter der Baunull befindet, wird im Modell die Größe der dort herrschenden Überlagerungsspannung von der jeweiligen Gebäudelast abgezogen. Somit wird im Modell vereinfacht die volle Gebäudeeinwirkung berücksichtigt, ohne eine zusätzliche Spannungserhöhung durch das Bodeneigengewicht an diesen Stellen zu bewirken. Mit den in Abbildung 2.5 angegebenen Schichtmächtigkeiten und den in Tabelle 2.2 ersichtlichen Bodenkennwerten, kann die Überlagerungsspannung an der Fundamentunterkante berechnet werden:

$$\sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt G}} = h_{\text{Anschüttung}} \cdot \gamma_{f,\text{Anschüttung}} + h_{\text{Auböden bis FUK}} \cdot \gamma_{f,\text{Auböden}}$$

$$\sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt G}} = 2,7 \cdot 18,5 + 0,8 \cdot 20 \quad (3.31)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt G}} = 65,95 \approx 66 \text{ kN/m}^2.$$

Mit der ermittelten Überlagerungsspannung können anhand der in Abbildung 3.15 angegebenen Lasten, die Gebäudeeinwirkungen errechnet werden (Gleichungen 3.32 bis 3.35). Die Flächenlast in Gleichung 3.33 wird im Modell nicht beachtet, da sich hier nach Abzug der Überlagerungsspannung ein negativer Wert der Einwirkung ergibt.

$$G_{1,G} = 720 - 66 = 654 \text{ kN/m}^2 \quad (3.32)$$

Schnitt G - Gebäudelasten

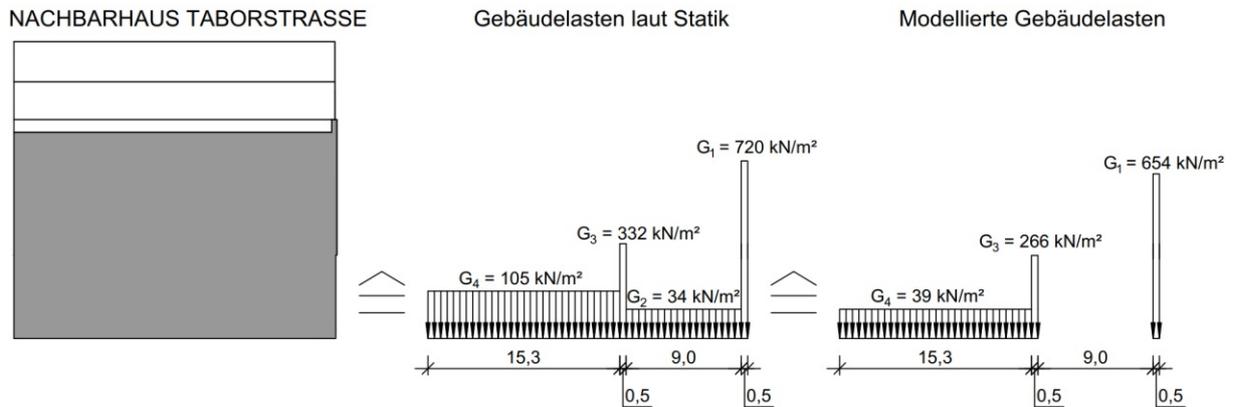


Abb. 3.15: Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnitts G

$$G_{2,G} = 34 - 66 = -32 \text{ kN/m}^2 \quad (3.33)$$

$$G_{3,G} = 332 - 66 = 266 \text{ kN/m}^2 \quad (3.34)$$

$$G_{4,G} = 105 - 66 = 39 \text{ kN/m}^2 \quad (3.35)$$

Die zum Berechnungsschnitt C zugehörige Bebauung ist das alte Schulgebäude, welches auf Streifenfundamente errichtet wurde. Die Fundamentunterkante befindet sich auf $-4,80 \text{ m BN}$, knapp unter der Unterkante der anstehenden Auböden. Im Modell entspricht dies einer Höhe von $-3,90 \text{ m}$. Abbildung 3.16 veranschaulicht die an der Fundamentunterkante angreifenden Lasten, welche durch das Schulgebäude hervorgerufen werden und die zugehörigen, im Modell angesetzten Lasten.

Analog zu Schnitt G, werden auch bei Schnitt C die laut der Statik einwirkenden Lasten um die Überlagerungsspannung reduziert. Die Überlagerungsspannung wird bis zur Unterkante der Auböden berücksichtigt, da die Einbindetiefe des Fundaments in der Kiesschicht vernachlässigbar klein ist. Mit $h_{\text{Anschüttung}} = 2,70 \text{ m}$ und $h_{\text{Auböden}} = 1,80 \text{ m}$ (siehe Abb. 2.5) und den zugehörigen Bodenkennwerten aus Tabelle 2.2 errechnet sich die Überlagerungsspannung zu:

$$\sigma_{\text{ü,Schnitt C}} = h_{\text{Anschüttung}} \cdot \gamma_{f,\text{Anschüttung}} + h_{\text{Auböden}} \cdot \gamma_{f,\text{Auböden}}$$

$$\sigma_{\text{ü,Schnitt C}} = 2,70 \cdot 18,5 + 1,80 \cdot 20 \quad (3.36)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{ü,Schnitt C}} = 85,95 \approx 86 \text{ kN/m}^2.$$

Die Berechnungen der dem Modell zugrunde gelegten Gebäudelasten des Schnittes C sind Gleichungen 3.37 bis 3.40 zu entnehmen. Die modellierten Flächenlasten sind in Abbildung 3.14 ersichtlich.

$$G_{1,C} = 458 - 86 = 372 \text{ kN/m}^2 \quad (3.37)$$

$$G_{2,C} = 342 - 86 = 256 \text{ kN/m}^2 \quad (3.38)$$

Schnitt C - Gebäudelasten

BESTEHENDES SCHULGEBÄUDE

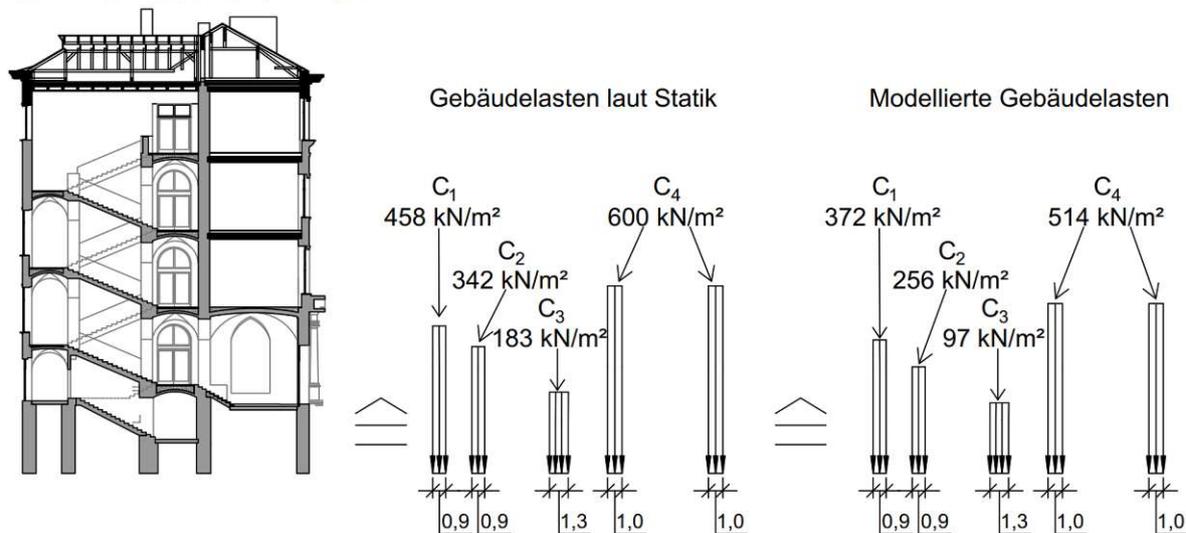


Abb. 3.16: Schematische Darstellung der Einwirkungen aus Gebäudelasten laut Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnittes C

$$G_{3,C} = 183 - 86 = 97 \text{ kN/m}^2 \quad (3.39)$$

$$G_{4,C} = 600 - 86 = 514 \text{ kN/m}^2. \quad (3.40)$$

Erstellung des FE-Netzes des 2D-Modells

Nachdem der Bodenaufbau und alle Strukturelemente definiert wurden, kann das Modell in eine finite Anzahl an Elementen diskretisiert werden. Dabei handelt es sich um eine Zerlegung der Modellgeometrie in Teilbereiche einfacher geometrischer Form. In PLAXIS sind das Dreieckselemente für die Bodenschichten und Linienelemente für die Strukturen. Jedes Element ist durch eine gewisse Anzahl an Knotenpunkten und Ansatzfunktionen charakterisiert, über welche das Verschiebungsfeld zwischen den Knotenpunkten des Elements approximiert werden kann. Anstelle der exakten Lösung des ursprünglichen Differentialgleichungssystems der einzelnen Modellphasen kann durch diese Vorgehensweise eine endliche Anzahl algebraischer Gleichungen numerisch gelöst werden. Das Ergebnis der FE-Berechnung weicht von der wahren Lösung um einen Approximationsfehler ab, welcher durch Verfeinerung des FE-Netzes minimiert werden kann. Damit kann das gesamte Systemverhalten abgebildet und die gesuchten Verschiebungsgrößen ausreichend genau angenähert werden. Eine genauere Beschreibung der FEM kann z.B. [31] entnommen werden. In PLAXIS 2D stehen für die Diskretisierung des Bodenkörpers zwei Elementtypen zur Verfügung (siehe Abb. 3.17):

- 15-Knoten Dreieckselemente mit Ansatzfunktionen vierten Grades und
- 6-Knoten Dreieckselemente mit quadratischen Ansatzfunktionen.

Für das erstellte Modell werden 15-Knoten Elemente ausgewählt, da diese laut [21] qualitativ hochwertige Ergebnisse für komplexe Problemstellungen liefern.

Der Grad der Netzverfeinerung kann an dieser Stelle auch eingestellt werden. Dies steht in direktem Zusammenhang mit der generierten Elementanzahl und somit auch mit der benötigten

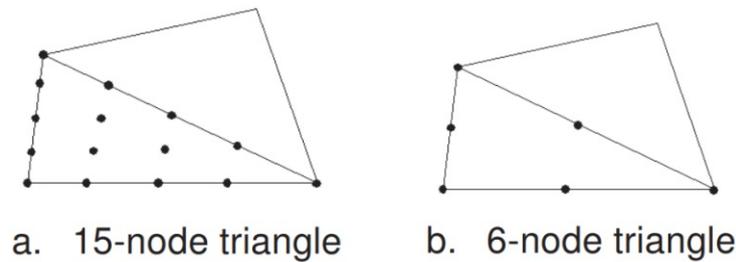


Abb. 3.17: Die verfügbaren FE-Typen in PLAXIS 2D. Links: 15-knotige Dreieckselementen, rechts: 6-knotige Dreieckselemente, adaptiert nach [21]

Rechenzeit. Allerdings liefern feinere Netze exaktere Lösungen und daher wird für das vorliegende Modell ein sehr feines Netz verwendet. Abbildung 3.18 zeigt das diskretisierte 2D-Modell. Dabei wurden insgesamt 4627 Elemente und 37 782 Knoten generiert.

Definition der Grundwasserabsenkung

Da das Ziel der vorliegenden Arbeit die Untersuchung der Schlitzwandverformungen ist, wird eine vereinfachte Herangehensweise zur Modellierung der Grundwasserabsenkungen vorgenommen. Es wird keine gekoppelte Strömung- und Deformationsanalyse durchgeführt, sondern ein neuer Grundwasserspiegel zu jedem Absenkungsziel definiert. Dazu werden die Grundwasserhöhenknoten innerhalb der Baugrube geändert und an den Modellrändern auf der ursprünglichen Höhe belassen. Während der entsprechenden Bauphase wird der jeweilige neu definierte Grundwasserspiegel als globaler Grundwasserspiegel ausgewählt. Die Höhenknoten der Grundwasserabsenkziele sind Tabelle 3.8 zu entnehmen und in Abbildung 3.19 sind die im 2D-Modell definierten Höhen des Grundwasserspiegels für die einzelnen Bauphasen ersichtlich.

Tab. 3.8: Höhenknoten der Grundwasserabsenkziele

	Modell- phase	Modell- höhenknoten	Projekt- höhenknoten
1. Grundwasserabsenkung	7.	-4,20 m \cong	-5,10 m BN
2. Grundwasserabsenkung	10.	-8,52 m \cong	-9,42 m BN
3. Grundwasserabsenkung	13.	-12,32 m \cong	-13,22 m BN
4. Grundwasserabsenkung	16.	-15,27 m \cong	-16,17 m BN
5. Grundwasserabsenkung	19.	-19,62 m \cong	-20,52 m BN

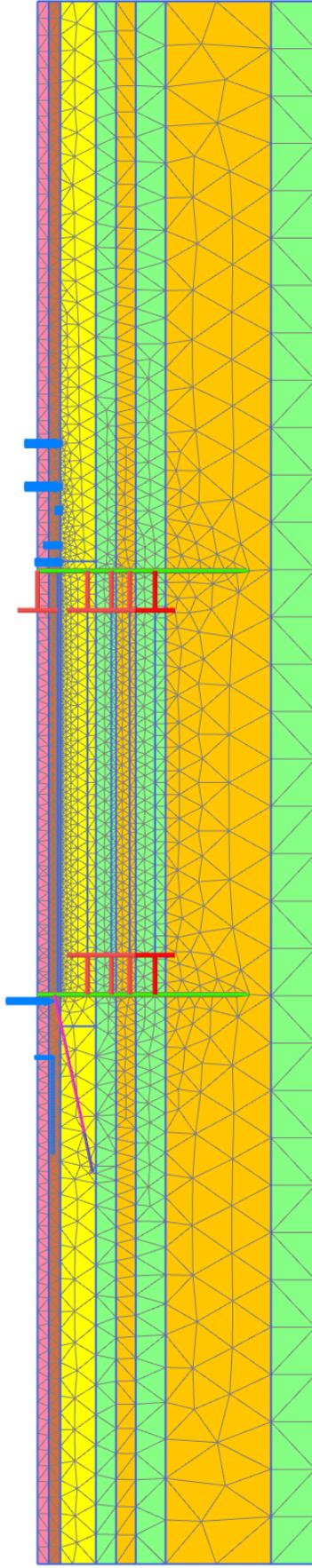


Abb. 3.18: Das generierte 2D FE-Netz mit 15-knotigen Dreieckselementen

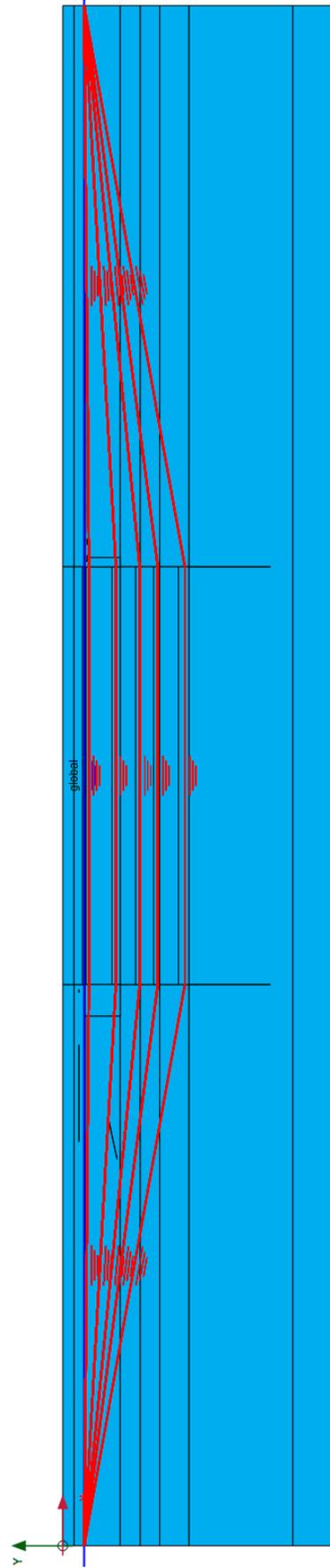


Abb. 3.19: Definierte Grundwasserspiegel zur Berücksichtigung der Grundwasserabsenkung im Modell, markiert in rot

Definition der Modellphasen

Üblicherweise werden bei FE-Modellierungen von Baugrubenverbauten Bauphasen definiert, um die Belastungsgeschichte und somit die spannungsabhängigen Steifigkeitseigenschaften des Untergrunds abbilden zu können. Diese umfassen relevante Ausführungsschritte, welche den Bauprozess möglichst wirklichkeitsnah beschreiben. Dazu werden in Bauphasen, wo Konstruktionselemente hergestellt werden, im Modell die entsprechenden Strukturelemente „aktiviert“. Falls ein Aushub vorliegt, werden die jeweiligen abgegrenzten Bodenbereiche „deaktiviert“. Da in der Berechnung keine Konsolidationsvorgänge berücksichtigt werden, wird den Modellphasen kein zeitliches Intervall zugewiesen.

In der initialen Phase wird der Ausgangsspannungszustand des Bodens erfasst. Dies ist von besonderer Bedeutung, da das Verformungsverhalten des Bodens ausgeprägt nichtlinear ist. Der Anfangsspannungszustand hängt stark von der geologischen Vorgeschichte ab. Diese kann üblicherweise nicht vollständig abgebildet werden. Stattdessen wird daher eine Vorgabe des Initialspannungszustands durch die Definition von Überlagerungsspannungen und den sich daraus ergebenden Horizontalspannungen (K0-Wert) gewählt. Weitere mechanische Eigenschaften, welche mit der geologischen Vorgeschichte zusammenhängen (bspw. Struktureffekte oder Anisotropie), sollten in der Formulierung des jeweiligen Stoffgesetzes berücksichtigt werden [30].

Jede Berechnung in PLAXIS beginnt mit der „Initial phase“, welche als Voreinstellung innerhalb des Programms integriert ist. Mit ihrer Berechnung wird der Anfangsspannungszustand erfasst. Die sandigen und schluffigen Schichten (orange und grün Abb. 3.20) üben hier einen besonderen Einfluss auf die initialen Spannungen des Bodens aus, da sie, wie bereits in Abschnitt 2.2.1 geschildert, aus geotechnischer Sicht überkonsolidiert sind. Da die Verformungen aus dieser Phase für die weitere Berechnung irrelevant sind, werden sie am Anfang der nächsten Modellphase wieder auf null gesetzt, was einer Neudefinition des Referenzverformungszustands entspricht. Als Referenzverformungszustand, auf den die Schlitzwandverformungen bezogen werden, wird im Zuge dieser Arbeit die Bauphase vor Beginn der ersten Aushubarbeiten gewählt. Die Überlagerungsspannung POP, welche für die Berechnung dieser Phase notwendig ist, kann der Tabelle 3.3 entnommen werden. Keine Strukturelemente sind in dieser Phase aktiv, da sie keinen Einfluss auf den Anfangsspannungszustand haben.

Nach der Berechnung des Anfangsspannungszustandes werden die Gebäudelasten der angrenzenden Bebauung aktiviert. Nachdem diese bereits lange vor Beginn der Bauarbeiten existieren, gelten etwaige Setzungen, welche zufolge der Fundamentlasten entstanden sind, als abgeklungen. Daher werden die resultierenden Verformungen nach der Berechnung dieser Phase analog zu der initialen Phase auf null gesetzt. Abbildung 3.20 zeigt die aktivierten Gebäudelasten.

Da die Niederdruckinjektionen unter den Bestandsfundamenten die ersten Ausführungsschritte darstellen, werden diese in der nächsten Modellphase aktiviert. In Abschnitt 3.3.2 wurden die getroffenen Annahmen zu den Materialkennwerten bereits erläutert, welche auch in Tabelle 3.2 und 3.3 zusammengefasst sind. In dieser Phase werden die Materialeigenschaften einem geometrisch abgegrenzten Bereich zugewiesen. Analog zu den vorhergehenden Phasen werden etwaige Verformungen am Ende dieser Berechnungsphase auf null gesetzt, da sie für die Ermittlung der Schlitzwandverformungen keine Rolle spielen. In Abbildung 3.21 sind die Niederdruckinjektionskörper auf beiden Seiten der Baugrube in Rot eingezeichnet.

In der darauffolgenden Modellphase wird die Schlitzwandherstellung berücksichtigt. Die numerische Modellierung des Betonierens einer Schlitzwand im Boden ist nicht trivial, da die Herstellung des Schlitzes und das anschließende Einbringen des Betons mit einer Spannungsänderung im Boden und damit auch mit entsprechenden Verformungen verbunden ist [18]. Allerdings wird für die vorliegende numerische Berechnung der vereinfachte „wished-in-place“ Ansatz gewählt. Dabei werden die vorher modellierten Plattenelemente, welche die Schlitzwand repräsentieren, sowie die zugehörigen Interface-Elemente zur Berechnung der Phase aktiviert. Es werden keine

Bodenverformungen zufolge der Schlitzwandherstellung berücksichtigt. Der Verformungszustand am Ende dieser Bauphase entspricht dem Referenzzustand, auf den in weiterer Folge die Verformungen der Schlitzwand bezogen werden. Diese Modellphase ist in Abbildung 3.22 dargestellt. Die Interface-Elemente werden in weiteren Abbildungen der Übersichtlichkeit halber ausgeblendet.

Nach der Herstellung der Schlitzwand begann der Aushub der Baugrube. Der Deckel über dem ersten Untergeschoss wurde als erste Stützmaßnahme realisiert. In der numerischen Berechnung wird dies in der vierten Modellphase berücksichtigt. Dazu wird eine vorab definierte Ersatzfedersteifigkeit in Form eines „fixed-end anchor“-Elements aktiviert. Anschließend erfolgt in der fünften Phase der erste Aushub bis $-0,50$ m unter dem Ankerhorizont. Der abgegrenzte Bodenbereich bis $-3,20$ m (siehe Tabelle 3.7) wird deaktiviert.

Nach Beendigung des ersten Aushubs werden die Verpressanker hergestellt und vorgespannt. Dies wird in der sechsten Modellphase berücksichtigt und erfolgt durch die Aktivierung der modellierten „node-to-node anchor“ und „embedded beam row“, welche jeweils die Frei- und Verpressstrecke des Ankers A13 darstellen. Die Vorspannkraft dieses Ankers beträgt 585 kN und wird nur einmalig, für die gesamte Berechnung, angegeben. Sie entwickelt sich in Abhängigkeit der Spannungsänderungen im Laufe der Berechnung und muss in späteren Modellphasen nicht wiederholt eingegeben werden [21]. Abbildung 3.23 stellt den Modellzustand nach der sechsten Phase dar. Das Symbol „p“ oberhalb des Ankers ist ein Indiz dafür, dass die Vorspannkraft auf den Anker übertragen wurde. Dieses wird in späteren Phasen nicht mehr erscheinen (siehe Erklärung oben).

Um die Aushubarbeiten fortsetzen zu können, war ein Absenken des freien Grundwasserspiegels notwendig. Am Ende der sechsten Modellphase liegt dieser noch auf der ursprünglichen Höhenkote von $-3,42$ m (siehe Tabelle 3.1). In der siebten Modellphase wird er abgesenkt, indem ein neuer Grundwasserspiegel entsprechend dem ersten Absenkziel definiert wird (siehe Abschnitt 3.3.2, Tabelle 3.8). Das erste Absenkkniveau liegt im Modell auf einer Höhe von $-4,2$ m.

Modellphase acht beschreibt den zweiten Bodenaushub bis $-3,70$ m (siehe Tabelle 3.7). Analog zum ersten Aushub (Modellphase 5) wird das abgegrenzte Polygon des zweiten Aushubs deaktiviert. Damit ist der Abtrag der obersten zwei Bodenschichten – Anschüttungen und Auböden – abgeschlossen.

Die nächste Modellphase beinhaltet den Einbau des Deckels über dem zweiten Untergeschoss. Dieser ist im gewählten 2D Schnitt (siehe Abb. 3.8) nicht vorhanden, ist allerdings Teil des 3D-Modells (siehe Abschnitt 3.3.3). Daher wird diese Phase der besseren Vergleichbarkeit halber auch im 2D-Modell berücksichtigt. Im gegenständlichen Modell werden Strukturelemente weder aktiviert noch deaktiviert.

Modellphase 10 berücksichtigt die zweite Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugrube und wird analog zu Phase 7 definiert. Der Grundwasserspiegel wird auf eine Höhenkote von $-8,52$ m abgesenkt und ein neuer globaler Grundwasserstand wird auf dieser Höhe angesetzt. Bei Modellphase 11 handelt es sich um den dritten Bodenaushub bis $-7,90$ m. Das dazu gehörige Bodenpolygon wird analog zu den Phasen 5 und 8 deaktiviert um den Bodenabtrag zu simulieren. Anschließend wird in Modellphase 12 der Einbau des Deckels über dem dritten Untergeschoss erfasst. Die auf Höhenkote $-7,90$ m modellierten Ersatzfedern auf beiden Seiten der Baugrube werden in diesem Berechnungsschritt aktiviert. In Abbildung 3.24 ist das Modell nach Definition der zwölften Bauphase dargestellt.

Die übrigen Bauphasen umfassen die verbleibenden Grundwasserabsenkungen, Bodenaushübe und Deckelherstellungen. Ihre Definition erfolgt analog zu Modellphasen 10, 11 und 12. Modellphasen 13, 16 und 19 beinhalten die dritte, vierte und fünfte Grundwasserabsenkung. Der vierte, fünfte und sechste Baugrubenaushub wird in den Phasen 14, 17 und 20 erfasst, während der Einbau des Deckels über dem vierten und fünften Untergeschoss in den Phasen 15 und 18 definiert wird. Modellphase 21 umfasst die Herstellung der Bodenplatte und stellt somit

den letzten Schritt der Phasendefinition dar. Abbildung 3.25 zeigt das Modell nach Definition der letzten Berechnungsphase, wobei alle zuvor modellierten Strukturelemente aktiviert und abgetragene Bodenschichten deaktiviert sind.

Da die Modellierung der Baugrube eine große Anzahl an Berechnungsphasen umfasst, werden diese der Übersichtlichkeit halber in Tabelle 3.9 zusammengefasst. Nach erfolgter Definition jeder relevanten Bauphase kann die Berechnung gestartet werden. Obwohl hierfür ein sehr feines FE-Netz generiert wurde, erfolgt die Berechnung ohne erheblichen Rechen- bzw. Zeitaufwand. Dies liegt daran, dass im 2D-Modell die modellierte Baugrube zu einem ebenen Problem vereinfacht wurde und trotz der Feinheit des Netzes die Anzahl der finiten Elemente im Vergleich zu einem 3D-Modell wesentlich kleiner ist. Die erhaltenen numerischen Ergebnisse, welche zum Vergleich mit den Inklinometer-Messdaten herangezogen werden, werden in Kapitel 4 präsentiert und in Kapitel 5 diskutiert.

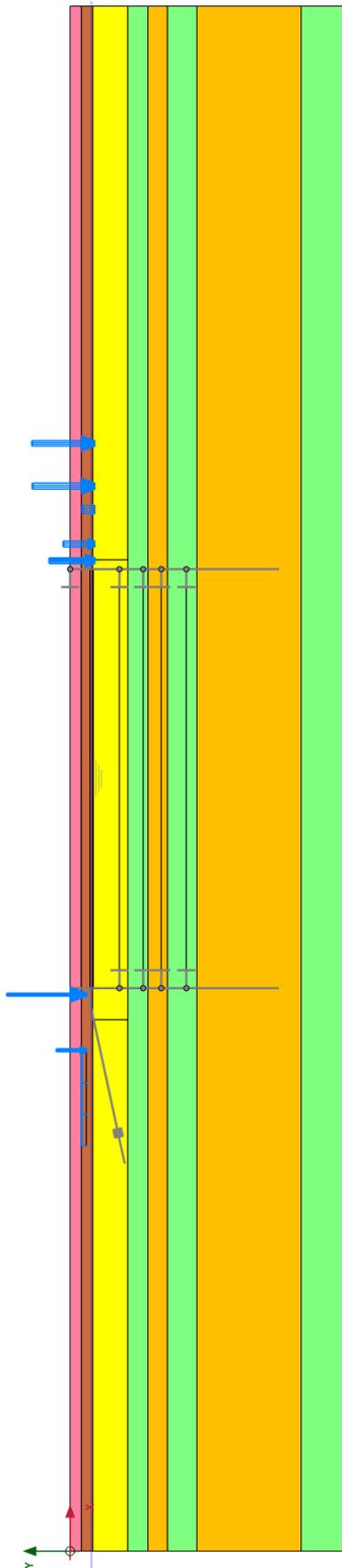


Abb. 3.20: Modellphase 1 – Aktivierung der Gebäudelasten

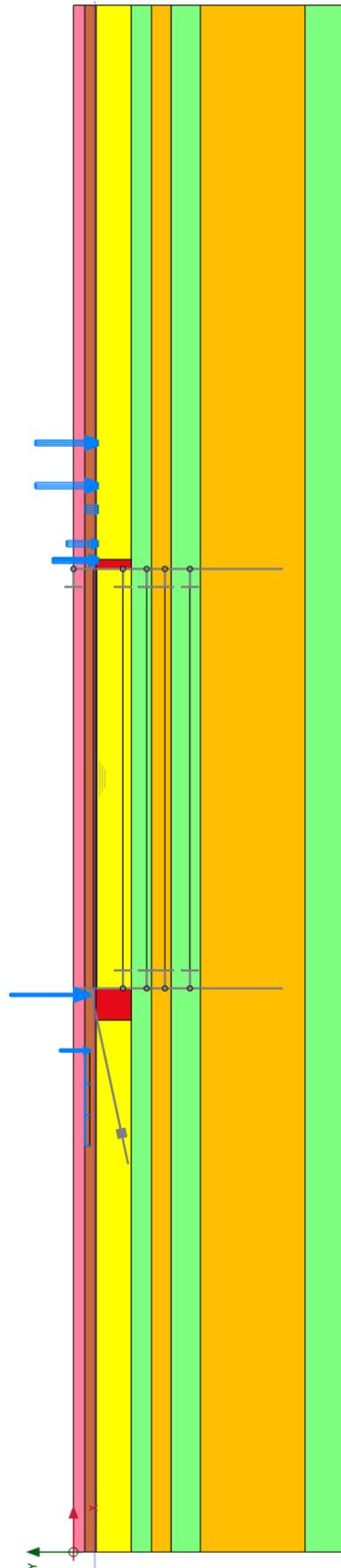


Abb. 3.21: Modellphase 2 – Aktivierte Niederdruckinjektionskörper in Rot markiert

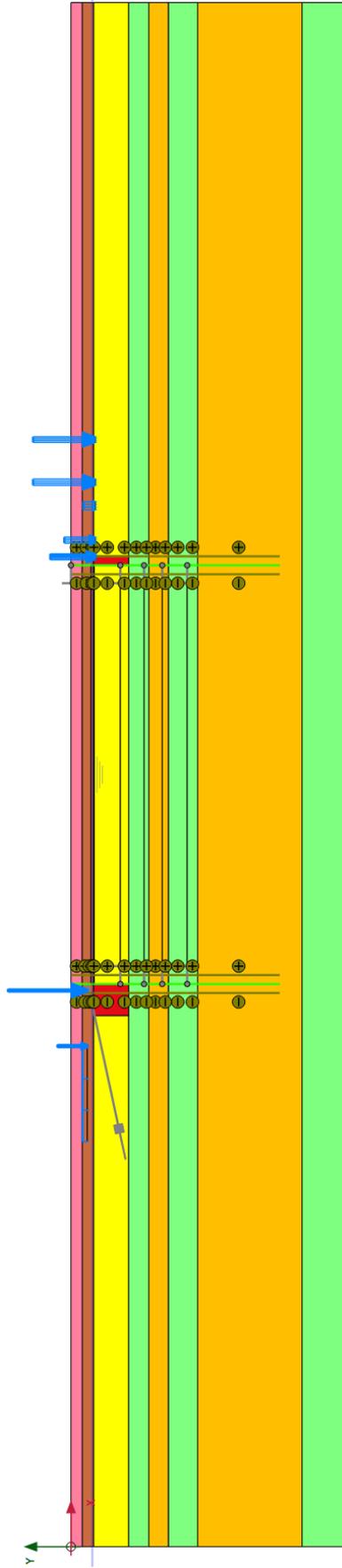


Abb. 3.22: Modellphase 3 – Aktivierte Schlitzwand inklusive Interface-Elemente

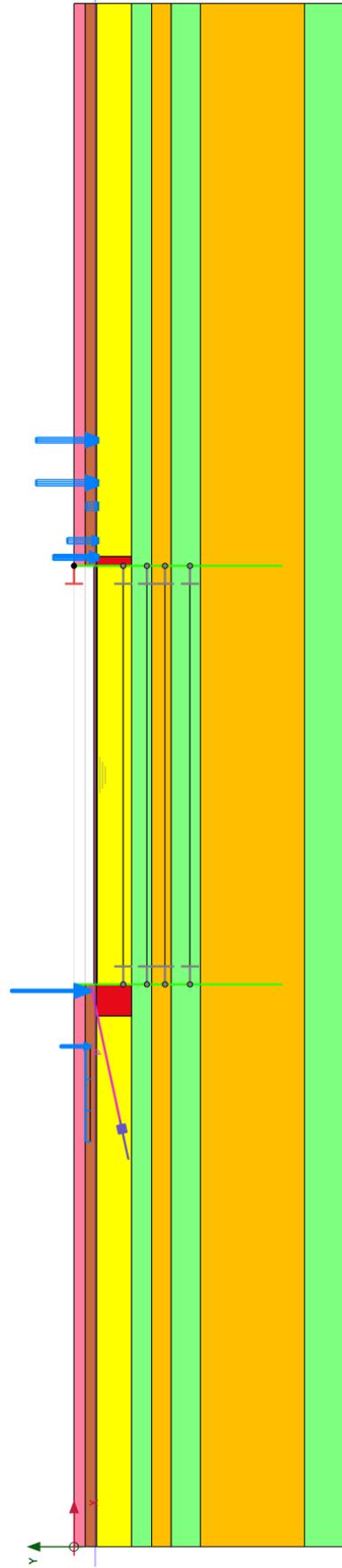


Abb. 3.23: Modellphasen 4 bis 6 – Durchführung des ersten Aushubs, Einbau des Deckels über dem 1. UG (links), Herstellung und Vorspannung der Anker (rechts)

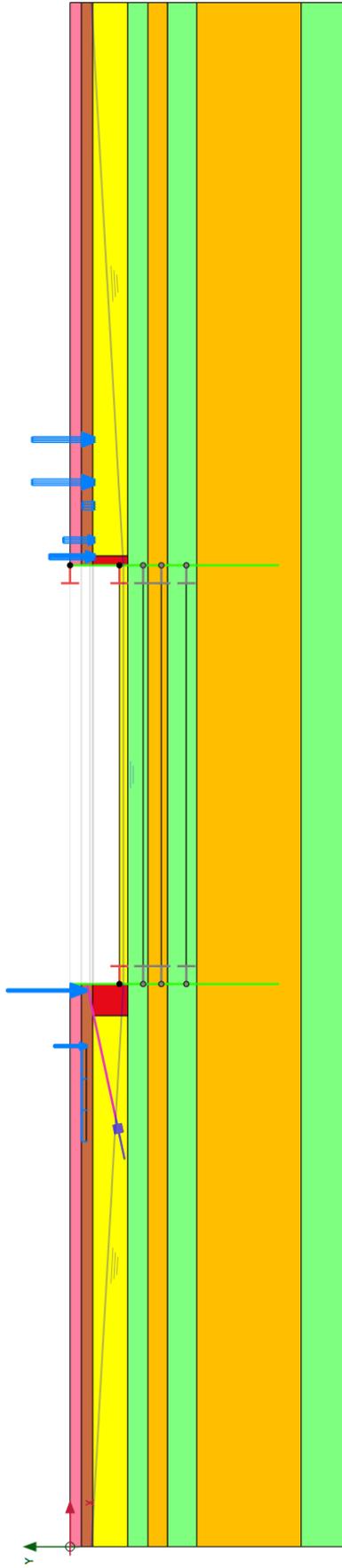


Abb. 3.24: Modellphasen 7 bis 12 – Darstellung des Modells nach Einbau des Deckels über dem 3. UG

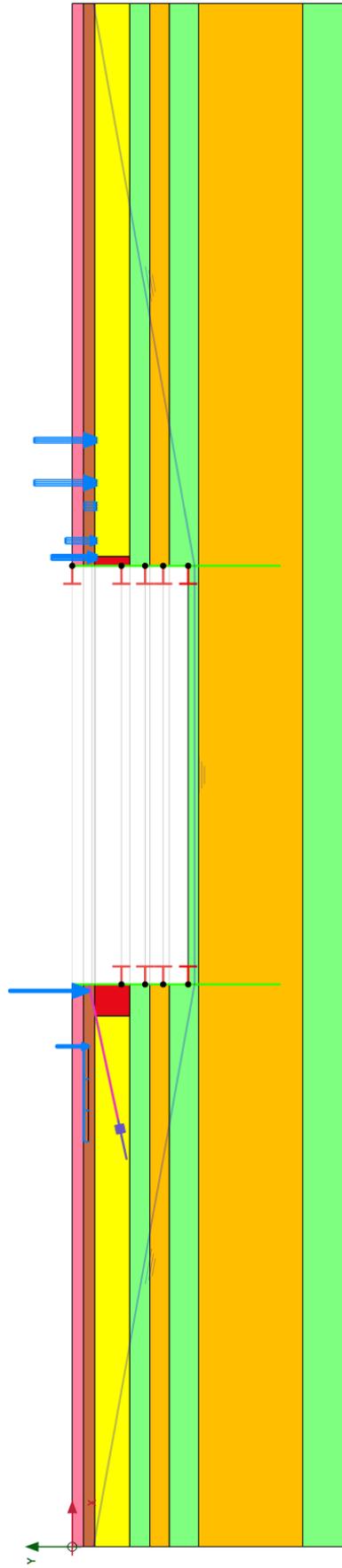


Abb. 3.25: Modellphasen 13 bis 21 – Darstellung des Modells nach der letzten Modellphase (Einbau der Bodenplatte)

Tab. 3.9: Übersicht über die Modellphasen im 2D und im 3D-Modell

Phase	Bezeichnung	Bautätigkeit
0.	Initial	–
1.	Gebäudelasten	–
2.	Niederdruckinjektionskörper	Durchführung der Manschetensrohrinjektionen
3.	Schlitzwand	Herstellung der Schlitzwand
3.A ⁽¹⁾	Fundamente und Hilfsstützen	Herstellung der Schlitzwandelemente und Hilfsstützen
4.	Deckel über 1. UG	Herstellung des Aussteifungsdeckels über 1. UG
5.	1. Aushub	Erster Aushub bis –3,20 m (50 cm unter Ankerhorizont)
6.	Einbau Anker	Herstellung und Vorspannen der Anker
7.	1. Grundwasserabsenkung	Erste Grundwasserabsenkung bis –4,20 m
8.	2. Aushub	Zweiter Aushub bis –3,70 m
9.	Deckel über 2. UG	Herstellung des Aussteifungsdeckels über 2. UG
10.	2. Grundwasserabsenkung	Zweite Grundwasserabsenkung bis –8,52 m
11.	3. Aushub	Dritter Aushub bis –7,90 m
12.	Deckel über 3. UG	Herstellung des Aussteifungsdeckels über 3. UG
13.	3. Grundwasserabsenkung	Dritte Grundwasserabsenkung bis –12,32 m
14.	4. Aushub	Vierter Aushub bis –11,70 m
15.	Deckel über 4. UG	Herstellung des Aussteifungsdeckels über 4. UG
16.	4. Grundwasserabsenkung	Vierte Grundwasserabsenkung bis –15,27 m
17.	5. Aushub	Fünfter Aushub bis –15,50 m
18.	Deckel über 5. UG	Herstellung des Aussteifungsdeckels über 5. UG
19.	5. Grundwasserabsenkung	Fünfte Grundwasserabsenkung bis –19,62 m
20.	Endaushub	Endaushub bis –18,6 m
21.	Bodenplatte	Herstellung der Bodenplatte

⁽¹⁾ Diese Phase wird nur im 3D-Modell ausgeführt.

3.3.3 Das 3D Modell

Aufgrund der großen Baugrubenabmessungen und der großen Anzahl an Konstruktionselementen wurde für die Erstellung des 3D-Modells ein Modellschnitt gewählt, welcher ein Viertel der gesamten Baugrube erfasst. Damit wird die Elementanzahl und in weiterer Folge die benötigte Rechenzeit stark reduziert. Analog zum 2D-Schnitt, welcher für die Modellierung des 2D-Modells herangezogen wurde, enthält das 3D-Modell wesentliche Randbedingungen und Strukturelemente. Der gewählte Berechnungsschnitt ist in Abbildung 3.26 ersichtlich. Ähnlich zum 2D-Schnitt verläuft er auf der linken Seite der Baugrube durch den Berechnungsschnitt G, womit ein direkter Vergleich zwischen den numerischen Ergebnissen des 2D und 3D-Modells ermöglicht wird. Des Weiteren schneidet er die südliche Seite der Baugrube, welche an die Volkertstraße grenzt und in den Bereich des Berechnungsschnitts D fällt. Somit kann die Verformung des Baugrubenverbau auch für den Straßenbereich im 3D-Modell ermittelt werden. Abbildung 3.27 zeigt die im Modell abgebildeten Berechnungsschnitte G und D. Ein wesentlicher Unterschied zum 2D-Modell besteht darin, dass die Hilfsstützen und die Tiefgründungselemente (Schlitzwandelemente) im 3D-Modell berücksichtigt werden.

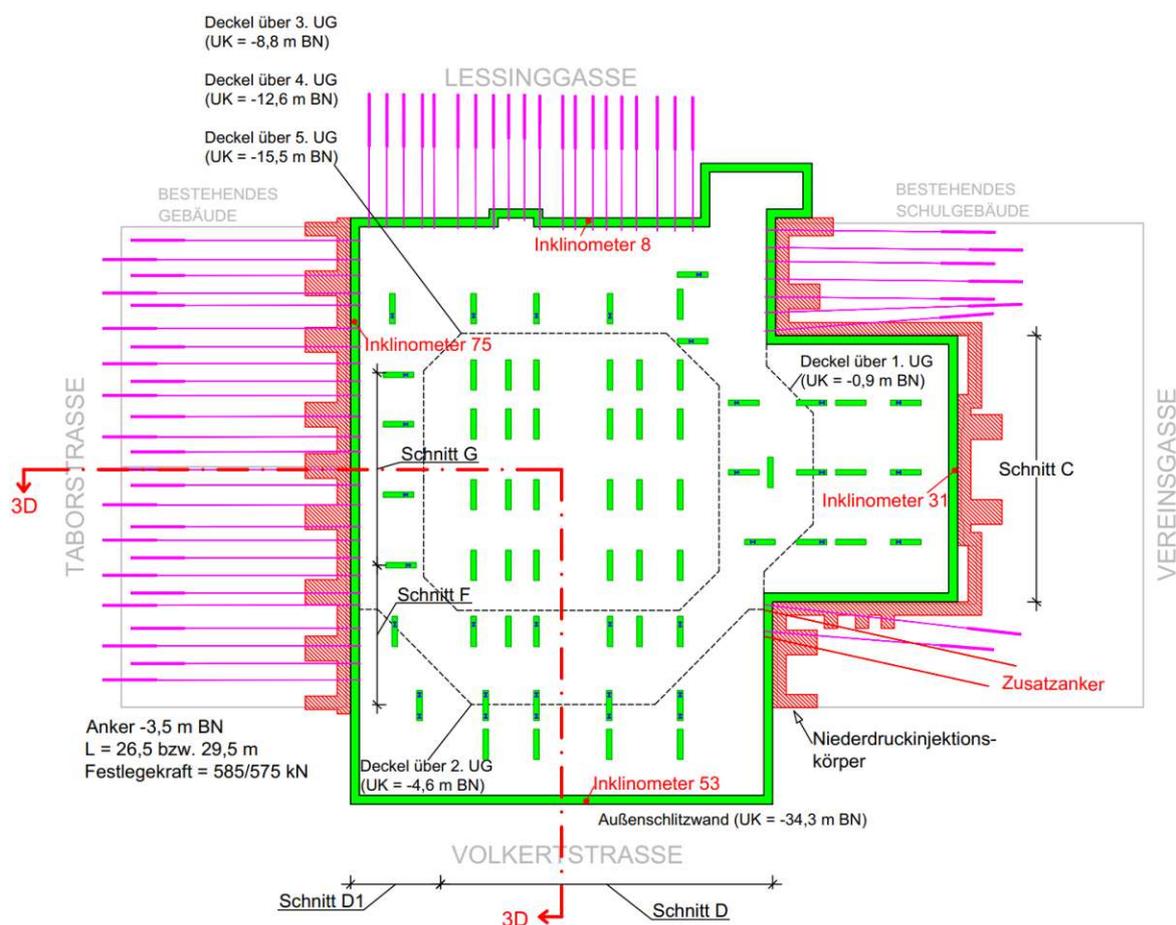


Abb. 3.26: Der gewählte Ausschnitt der Baugrube für die 3D-Modellierung

Die Abstände zu den Modellrändern wurden bei der Erstellung des 3D-Modells derart gewählt, dass Verformungs- und Spannungszustandsänderungen an diesen Stellen am Ende der Berechnung vernachlässigbar klein sind. Auf der Seite des Berechnungsschnittes D (südlich) verläuft die Begrenzung des 3D-Modells durch die Mitte der dort eingebauten Schlitzwand. Auf der Seite in

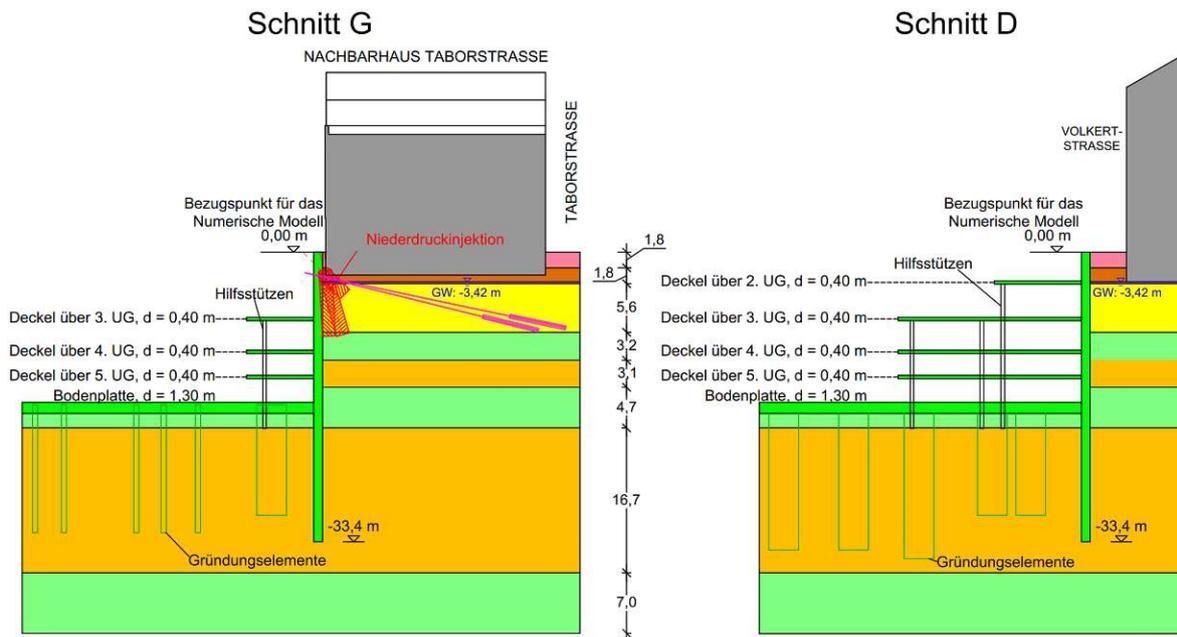


Abb. 3.27: Darstellung der im 3D-Modell enthaltenen Bereiche

Richtung Taborstraße (Berechnungsschnitt G) wird die Schlitzwand genau an derselben Stelle wie im 2D-Schnitt abgetrennt. Dementsprechend verläuft diese Berandung des 3D-Modells durch den Anker A13.

Die Grundrissabmessungen in x- und y-Richtung des 3D-Modells sind in Abbildung 3.28 eingezeichnet. Die Tiefenabmessungen der Bodenschichten entsprechen denjenigen des 2D-Modells. Zusammengefasst wird der Berechnungsschnitt des 3D-Modells durch folgende Koordinaten abgegrenzt:

- $x_{\min} = 0,00 \text{ m}$ und $x_{\max} = 114,80 \text{ m}$
- $y_{\min} = 0,00 \text{ m}$ und $y_{\max} = 80,30 \text{ m}$
- $z_{\min} = 0,00 \text{ m}$ und $z_{\max} = -44,02 \text{ m}$.

Definition des Bodenaufbaus und der Materialkennwerte

Die Definition des Bodenaufbaus und der zugehörigen Materialparameter im 3D-Modell erfolgt ähnlich wie beim 2D-Modell. Der einzige Unterschied besteht darin, dass die Bodenschichten als Volumenkörper definiert sind. Die Höhenkoten der einzelnen Bodenschichten wurden wie in Tabelle 3.1 beschrieben gewählt. Alle im 2D-Modell getroffenen Annahmen zu den Materialparametern des Bodens und des Niederdruckinjektionskörpers wurden auch für das 3D-Modell übernommen. Die entsprechenden Werte können Tabelle 3.2 und 3.3 entnommen werden.

Modellierung der Strukturelemente

Die Modellierung der Konstruktionselemente, Flächenlasten und Aushubtiefen in PLAXIS 3D erfolgt, analog zur 2D Software, mit der Eingabe von „Structures“. Grundsätzlich gibt es in der 3D-Version dieselben Möglichkeiten für die Modellierung von Konstruktionselementen, mit kleinen Unterschieden bei der Eingabe der erforderlichen Parameter. Die Unterschiede zu PLAXIS 2D bestehen hauptsächlich in der Modellierung der Strukturelemente. Diese werden im 3D-Modell als räumliche Elemente erfasst und es kann somit auf Vereinfachungen, welche im 2D-Modell

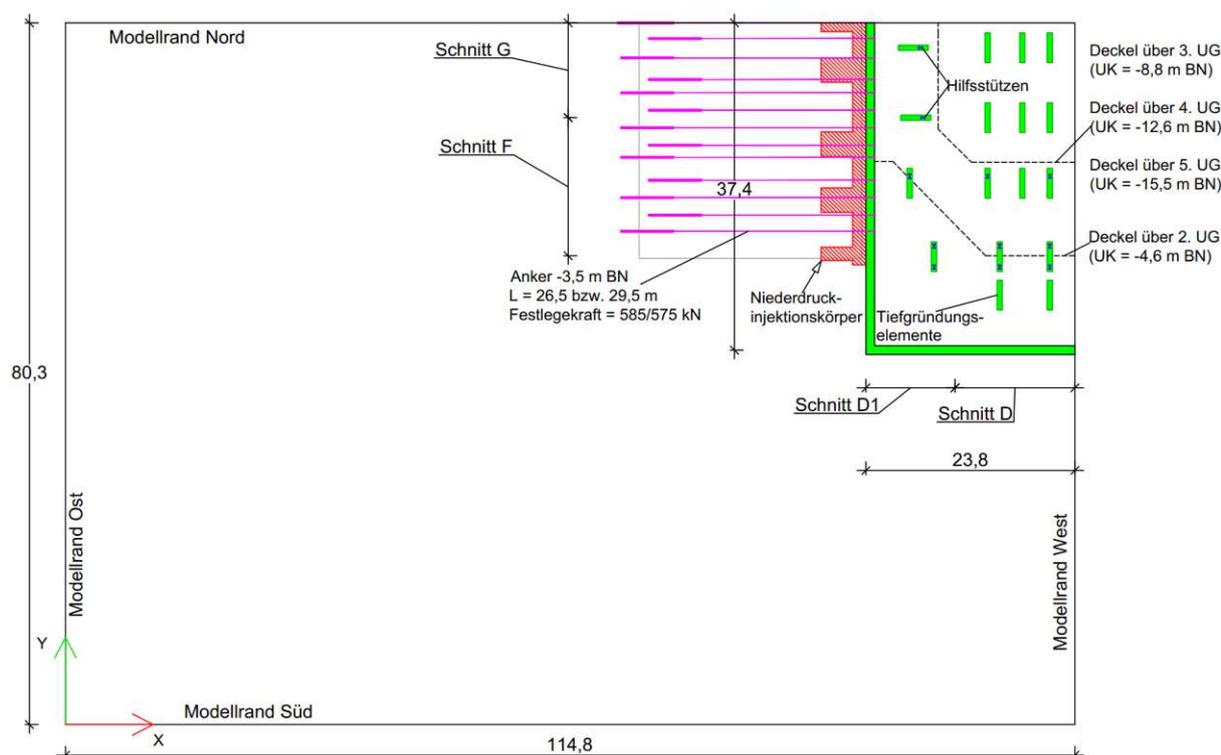


Abb. 3.28: Abmessungen des 3D-Modells im Grundriss

erforderlich waren, verzichtet werden. So werden beispielsweise die Aussteifungsdeckel nicht durch Ersatzfedern modelliert, sondern als Plattenelemente nachgebildet. Darüber hinaus werden im 3D-Modell auch die Schlitzwand-Tiefgründungselemente, sowie die zur vertikalen Stützung der Deckel ausgeführten Hilfsstützen im Bauzustand berücksichtigt. Abbildungen 3.29 und 3.30 stellen zwei Ansichten des 3D-Modells nach der Eingabe der Strukturelemente dar.

Die Schlitzwand im 3D-Modell wird analog zum 2D-Modell modelliert. Hierzu werden wiederum Plattenelemente mit den dazugehörigen Interface-Elementen verwendet (Abb. 3.31). Die geforderten Materialparameter umfassen den E-Modul, das Raumbgewicht und die Wanddicke.

Wie in Abbildung 3.26 zu erkennen ist, beinhalten die Berechnungsschnitte G und F einen Teil der Verpressanker, welche die zur Taborstraße orientierte Schlitzwandseite stützen. Im Modell bestehen diese wiederum aus zwei Elementen – „embedded beam“ (äquivalent zu „embedded beam row“ in PLAXIS 2D) und „node-to-node anchor“, welche jeweils die Verpressstrecke und Ankerfreilänge repräsentieren. Die Eingaben der Materialeigenschaften unterscheiden sich kaum vom 2D-Modell und können den entsprechenden Ausführungen zum 2D-Modell entnommen werden. Die im 3D-Modell enthaltenen Anker, sowie die Ankerabstände sind in Abbildung 3.32 dargestellt und die zugehörigen geometrischen Angaben und Vorspannkräfte sind in Tabelle 3.10 zusammengefasst.

Wie bereits erwähnt, werden für das 3D-Modell keine Ersatzfedersteifigkeiten zur Erfassung der Scheibenwirkung der Aussteifungsdeckel modelliert. Diese werden, analog zur Schlitzwand, als kombinierte Platten-Scheibenelemente berücksichtigt. Hierfür gelten dieselben Materialannahmen wie für das 2D-Modell (siehe Abschnitt 3.3.2). Allerdings wird im vorliegenden Modell auch der Aussteifungsdeckel über dem zweiten Untergeschoss erfasst. Dieser erstreckt sich über die gesamte Länge des Berechnungsschnittes D und umfasst einen Teil der Schlitzwand auf Seiten der Taborstraße (siehe Abbildung 3.26). Die Höhenlage der Aussteifungsdeckel ist Tabelle 3.6 zu entnehmen.

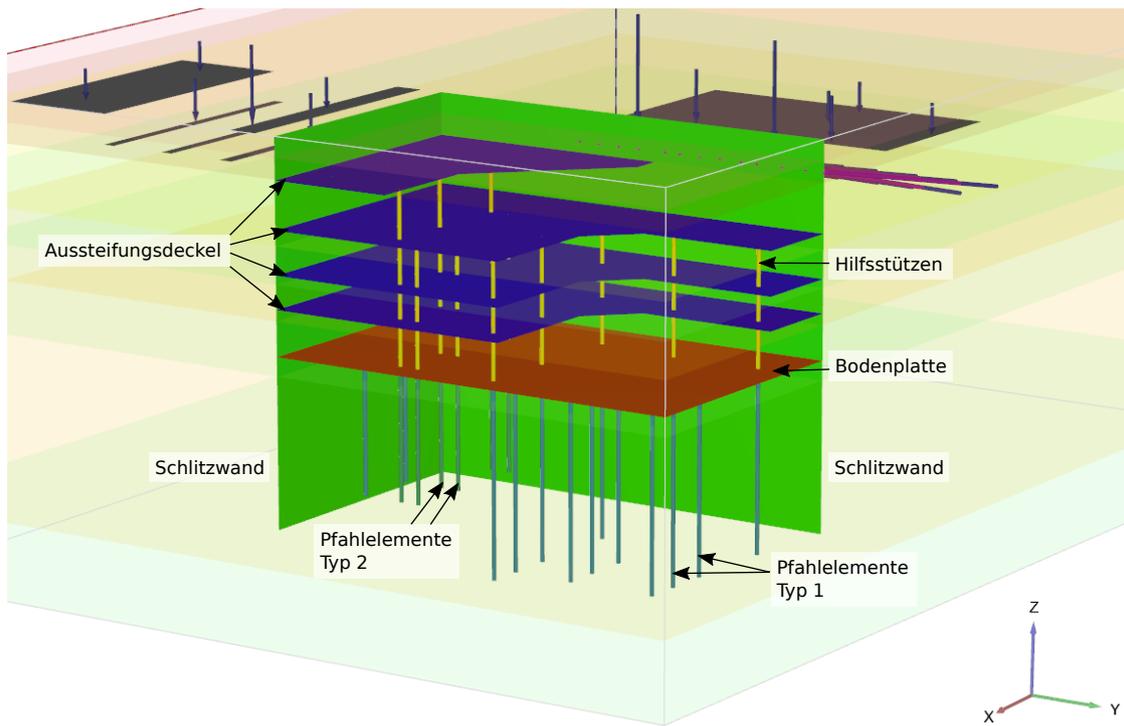


Abb. 3.29: Das erstellte 3D-Modell (Ansicht von vorne)

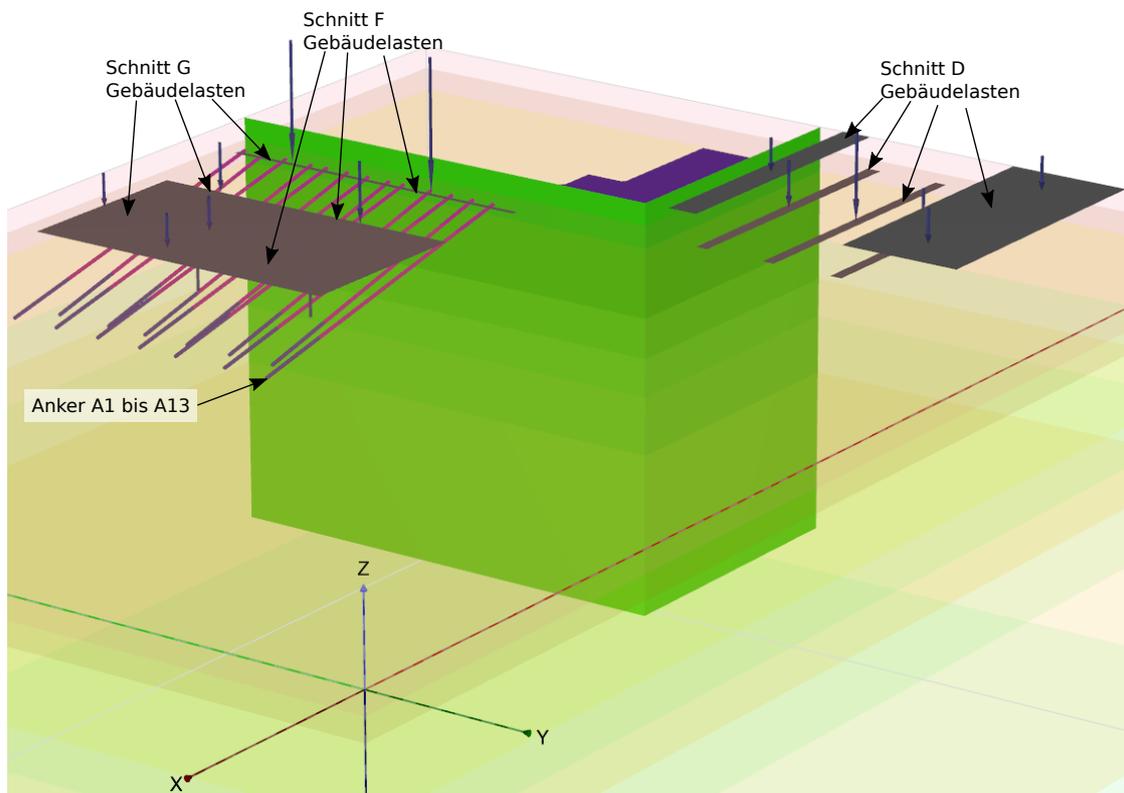


Abb. 3.30: Das erstellte 3D-Modell (Ansicht von hinten)

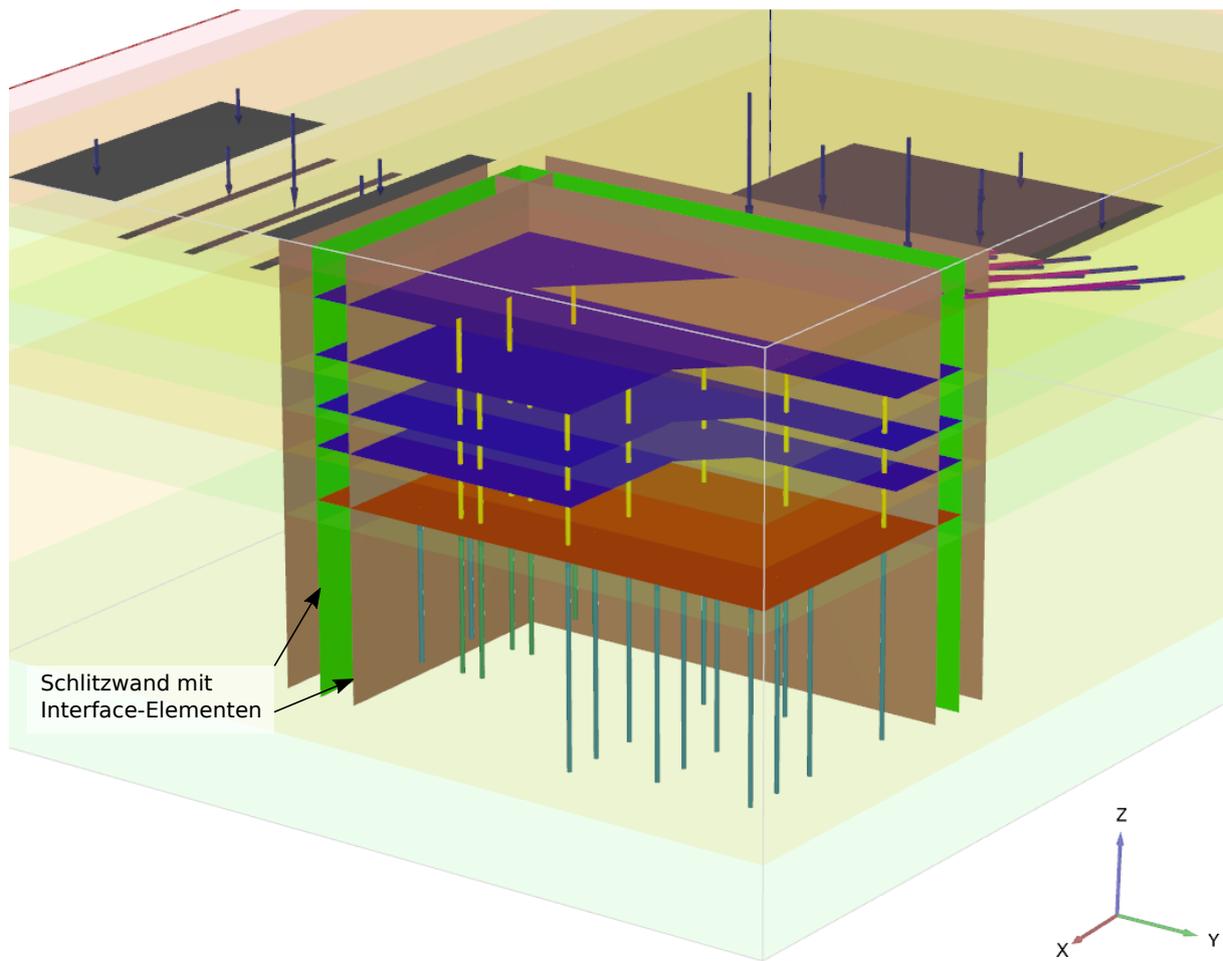


Abb. 3.31: Die Schlitzwand und zugehörigen Interface-Elemente im 3D-Modell

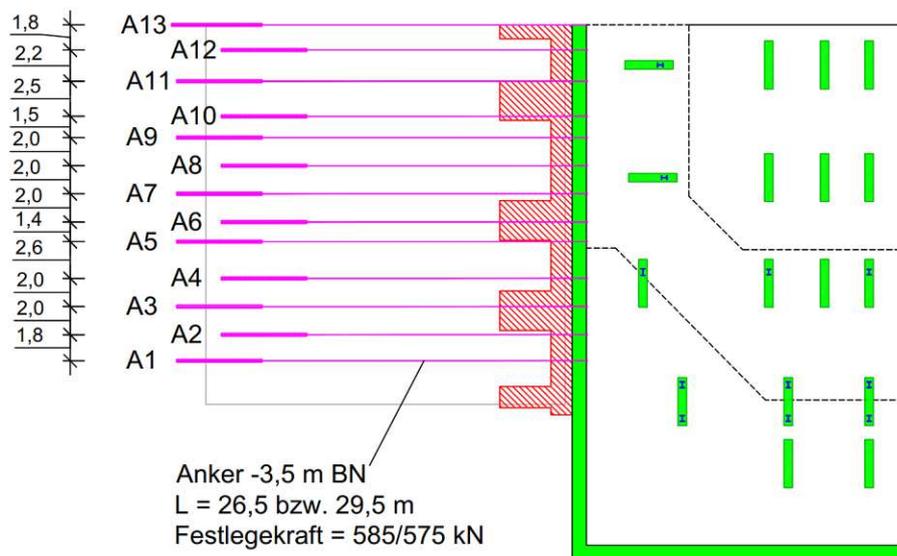


Abb. 3.32: Übersicht über Verankerungen, welche im Bereich des 3D-Modells liegen

Tab. 3.10: Angaben zu den vom 3D-Modell erfassten Ankern

Anker Nr.	L_{Fs} [m]	L_{Vs} [m]	Neigung [°]	Vorspannkraft kN
A1	23,0	6,50	12	575
A2	20,0	6,50	14	575
A3	23,0	6,50	12	575
A4	20,0	6,50	14	575
A5	23,0	6,50	12	575
A6	20,0	6,50	14	575
A7	23,0	6,50	12	575
A8	20,0	6,50	14	585
A9	23,0	6,50	12	585
A10	20,0	6,50	14	585
A11	23,0	6,50	12	585
A12	20,0	6,50	14	585
A13	23,0	6,50	-12	585

Im Unterschied zum 2D-Modell sind im 3D-Modell die als Tiefgründungselemente genutzten Schlitzwandelemente mitberücksichtigt. Diese Elemente haben die gleiche Oberkante, welche mit der Unterkante der Bodenplatte zusammenfällt. Die Unterkanten der modellierten Elemente sind in Tabelle 3.11 zusammengefasst.

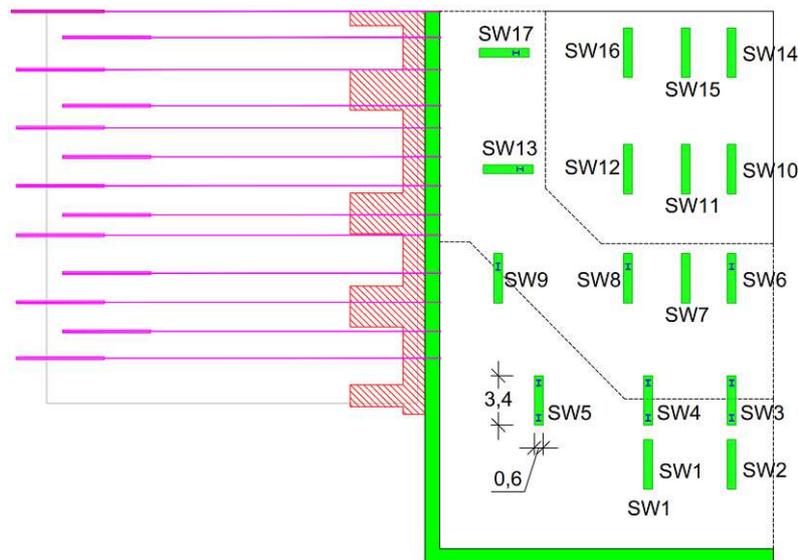


Abb. 3.33: Im 3D-Modell enthaltene Schlitzwandelemente

Die Tiefgründungselemente werden im Modell durch Pfahlelemente anhand des „embedded beam“ Werkzeugs modelliert (die Querschnittsabmessungen sind bedeutend kleiner als die Länge der Schlitzwand). Dies erspart die zusätzliche Erstellung von Interface-Elementen für Platten, womit die Anzahl an generierten Knoten nach der Modelldiskretisierung reduziert wird. Pfahle-

Tab. 3.11: Tiefenangaben der im 3D-Modell erfassten Schlitzwandelemente

Schlitzwand- elemente	Modell- höhenkoten	Projekt- höhenkoten
SW 1	-30,40 m	≅ -31,30 m BN
SW 2	-30,40 m	≅ -31,30 m BN
SW 3	-30,40 m	≅ -31,30 m BN
SW 4	-30,40 m	≅ -31,30 m BN
SW 5	-30,40 m	≅ -31,30 m BN
SW 6	-35,40 m	≅ -36,30 m BN
SW 7	-35,40 m	≅ -36,30 m BN
SW 8	-35,40 m	≅ -36,30 m BN
SW 9	-35,40 m	≅ -36,30 m BN
SW 10	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 11	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 12	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 13	-32,40 m	≅ -33,30 m BN
SW 14	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 15	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 16	-34,40 m	≅ -35,30 m BN
SW 17	-32,40 m	≅ -33,30 m BN

mente, welche als „embedded beam“ modelliert werden, haben den Vorteil, dass die Interaktion zwischen Boden und Strukturelement an den Mantelflächen bereits in der Elementformulierung mitberücksichtigt wird (siehe Abschnitt 3.3.2).

Für die Eingaben der Materialeigenschaften des Pfahlelements ist es notwendig, einen Durchmesser zu definieren. Der Querschnitt der Schlitzwandelemente hat eine Höhe von 3,40 m und eine Breite von 0,60 m. Daraus wird in Gleichungen 3.41 und 3.42 ein äquivalenter Durchmesser für die Pfahlelemente berechnet.

$$A_{\text{Schlitzwandelement}} = 3,4 \cdot 0,6 = 2,04 \text{ m}^2 \quad (3.41)$$

$$A_{\text{Pfahl, Typ1}} = \frac{D_{\text{Typ1}}^2 \pi}{4}$$

$$2,04 = \frac{D_{\text{Typ1}}^2 \cdot \pi}{4} \quad (3.42)$$

$$\Rightarrow D_{\text{Typ1}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,04}{\pi}} = 1,6 \text{ m.}$$

Schlitzwandelemente, welche als Fundierung von zwei Hilfsstützen dienen (siehe Abb. 3.33) werden in zwei Pfahlelemente geteilt. Der dazugehörige äquivalente Pfahldurchmesser wird anhand eines Querschnitts mit einer Höhe von 1,70 m und einer Breite von 0,60 m berechnet:

$$A_{\text{Schlitzwandelement, halbiert}} = 1,7 \cdot 0,6 = 1,02 \text{ m}^2 \quad (3.43)$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Pfahl, Typ 2}} &= \frac{D_{\text{Typ2}}^2 \pi}{4} \\ 1,02 &= \frac{D_{\text{Typ2}}^2 \cdot \pi}{4} \\ \Rightarrow D_{\text{Typ2}} &= \sqrt{\frac{4 \cdot 1,02}{\pi}} = 1,14 \text{ m.} \end{aligned} \quad (3.44)$$

Als Material der Schlitzwandelemente wird Beton C25/30 angenommen. Dementsprechend beträgt der E-Modul $31\,000 \text{ N/mm}^2$. Darüber hinaus stellt die Mantelreibung bei diesem Elementtyp einen wesentlichen Eingabeparameter dar. Alle Schlitzwandelemente befinden sich in der sandigen Schicht des Wiener Tegels, wobei der charakteristische Pfahlmantelwiderstand $q_{s,k}$ für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit $0,07 \text{ MN/m}^2$ beträgt. Dieser ist laut [4] für Schlitzwandelemente um 20% abzumindern. Somit wird die Mantelreibung an den Pfahlmantelflächen für die vollen und geteilten Schlitzwandelementen gemäß Gleichung 3.45 ermittelt.

$$\begin{aligned} q_{s,k} &= 0,07 \text{ MN/m}^2 \\ q_{s,k,80\%} &= 0,8 \cdot 0,07 = 0,056 \text{ MN/m}^2 \\ A_{\text{Mantel, Typ1}} &= 1,6 \cdot \pi \cdot 1 = 5,03 \text{ m}^2/\text{m} \\ \Rightarrow T_{\text{Skin, Typ1}} &= 5,03 \cdot 0,056 = 0,2815 \text{ MN/m} = 281,5 \text{ kN/m} \\ A_{\text{Mantel, Typ2}} &= 1,14 \cdot \pi \cdot 1 = 3,58 \text{ m}^2/\text{m} \\ \Rightarrow T_{\text{Skin, Typ2}} &= 3,58 \cdot 0,056 = 0,20048 \text{ MN/m} = 200,5 \text{ kN/m.} \end{aligned} \quad (3.45)$$

Um die Aussteifungsdeckel während der Herstellung des Aushubs vertikal zu stützen, wurden Stahlstützen hergestellt. Wie bereits in Abschnitt 2.3 erläutert, sind diese auf den Schlitzwandelementen fundiert. Ihre Position im Grundriss ist in Abbildung 3.34 ersichtlich und in Tabelle 3.12 sind die Längenangaben der im Modell erfassten Stützen 1 bis 11 aufgelistet.

In PLAXIS werden die Stützen als vertikale Stäbe anhand des „beams“-Werkzeugs modelliert. Die Materialeigenschaften dieses Elements erfordern die Eingabe der Querschnittsfläche, des E-Moduls und des spezifischen Gewichts, sowie der axialen Flächenträgheitsmomente in y- und z-Richtung. Alle modellierten Stützen besitzen denselben Querschnitt, dessen Abmessungen in Abbildung 3.35 dargestellt sind. Mit den vorliegenden Angaben können die benötigten Querschnittswerte gemäß Gleichungen 3.46 bis 3.48 berechnet werden.

$$A_{\text{QS}} = 2 \cdot 307 \cdot 40 + 352 \cdot 21 = 31\,952 \text{ mm}^2 \quad (3.46)$$

$$\begin{aligned} I_y &= \sum I_{y_i} + \sum z_i^2 \cdot A_i \\ I_y &= 2 \cdot \frac{40^3 \cdot 307}{12} + 2 \cdot \frac{352^3 \cdot 21}{12} + 2 \cdot 307 \cdot 40 \cdot \left(\frac{40}{2} + \frac{352}{2} \right)^2 \\ \Rightarrow I_y &= 1,0231 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 0,0010231 \text{ m}^4. \end{aligned} \quad (3.47)$$

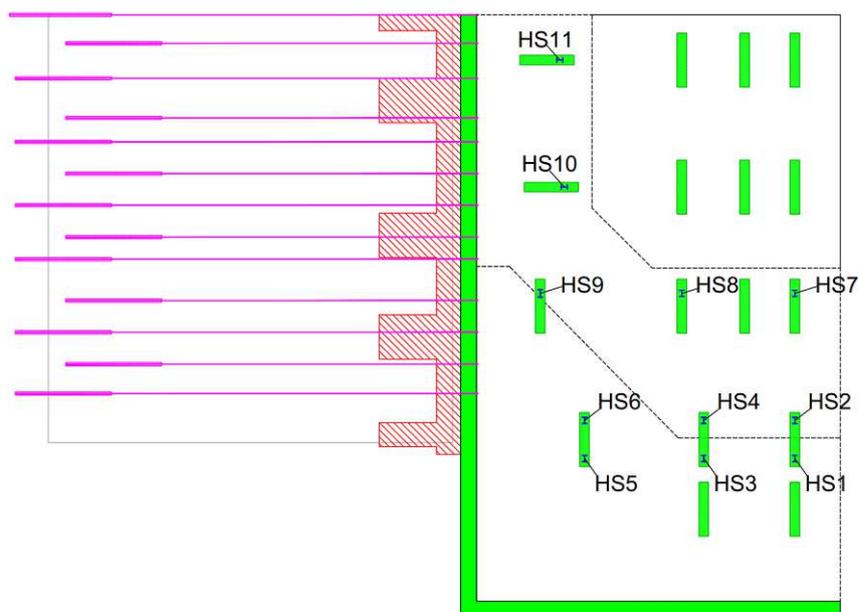


Abb. 3.34: Stützen, die im 3D-Modell enthalten sind

Tab. 3.12: Längenangaben der Stützen im 3D-Modell

Hilfsstütze Nr.	Länge [m]	Reicht bis
HS 1	14,90	Deckel über 2. UG
HS 2	10,70	Deckel über 3. UG
HS 3	14,90	Deckel über 2. UG
HS 4	10,70	Deckel über 3. UG
HS 5	14,90	Deckel über 2. UG
HS 6	10,70	Deckel über 3. UG
HS 7	10,70	Deckel über 3. UG
HS 8	10,70	Deckel über 3. UG
HS 9	10,70	Deckel über 3. UG
HS 10	10,70	Deckel über 3. UG
HS 11	10,70	Deckel über 3. UG

$$I_z = \sum I_{zi} + \sum y_i^2 \cdot A_i$$

$$I_z = 2 \cdot \frac{307^3 \cdot 40}{12} + 2 \cdot \frac{21^3 \cdot 352}{12} \quad (3.48)$$

$$\Rightarrow I_z = 1,93168 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 0,000193 \text{ m}^4.$$

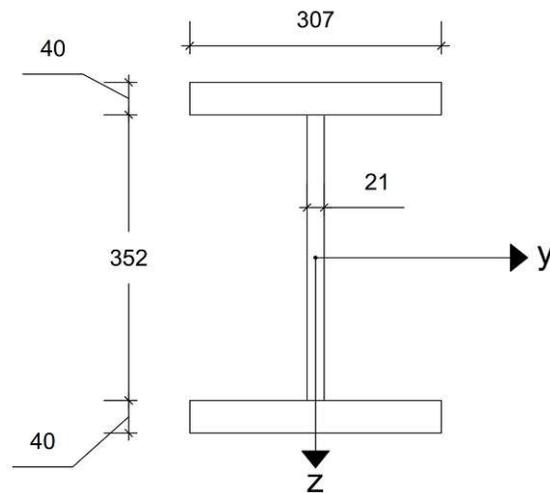


Abb. 3.35: Querschnittsangaben der modellierten Stützen. Angaben in [mm]

Genauso wie beim 2D-Modell werden auch im 3D-Modell der Niederdruckinjektionskörper und die Aushubtiefen mittels eines geometrisch abgegrenzten Bereiches modelliert. Allerdings werden diese hierbei als Volumenelemente betrachtet. Die Abmessungen des modellierten Niederdruckinjektionskörpers sind in Abbildung 3.36 ersichtlich. Dieser wurde vorerst als eine Fläche im Grundriss definiert, welche anschließend in z-Richtung extrudiert wurde. In der Tiefe umfasst der injizierte Bereich, analog zum 2D-Modell, die gesamte Kiesschicht. Im Zuge der Definition der Bauphasen werden diesem Bereich die Materialparameter des Niederdruckinjektionskörpers zugewiesen.

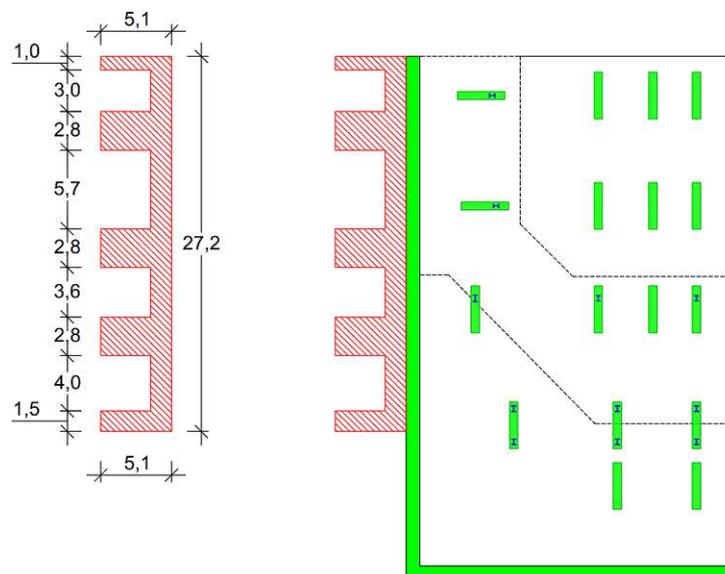


Abb. 3.36: Grundrissabmessungen des modellierten Niederdruckinjektionskörpers

Die Aushubtiefen wurden ebenfalls als Flächen definiert, welche auf die notwendigen Tiefen extrudiert wurden. Das 3D- und das 2D-Modell beinhalten dieselben Bauphasen, weshalb sich die Aushubtiefen kaum voneinander unterscheiden. Die einzelnen Bauphasen können Tabelle 3.7 entnommen werden.

Die angesetzten Gebäudelasten im 3D-Modell werden analog zum 2D-Modell ermittelt und als Flächenlasten im Modell angesetzt. Auf Seiten der Taborstraße grenzt die Schlitzwand an die Berechnungsschnitte G und F, wie in Abbildung 3.26 dargestellt ist. Auf der südlichen Seite befinden sich Schnitt D1 und D, welche laut statischen Angaben idente Gebäude- bzw. Straßenlasten aufweisen. Die Gebäudelasten des Schnittes G wurden bereits ermittelt und können den Ausführungen im 2D-Modell entnommen werden.

Die Gebäudelasten im Bereich des Schnittes F befinden sich auf derselben Höhe wie jene des Schnittes G (siehe Abschnitt 3.3.2). Die dort herrschende Überlagerungsspannung beträgt $\sigma_{\bar{u},\text{Schnitt F}} = 66 \text{ kN/m}^2$ (Gleichung 3.31). Die Einwirkungen, welche im Bereich des Schnittes F laut statischen Angaben anzusetzen sind, können Abbildung 3.37 entnommen werden. Analog zu Gleichungen 3.32 bis 3.35 werden die im Modell angenommenen und um die Überlagerungsspannung reduzierten Lasten an der Stelle des Schnittes F mittels der Gleichungen 3.49 bis 3.52 ermittelt. Allerdings wird die Last in Gleichung 3.50 nicht verwendet, da sich hier wiederum ein negativer Wert ergibt.

$$G_{1,F} = 780 - 66 = 714 \text{ kN/m}^2 \quad (3.49)$$

$$G_{2,F} = 34 - 66 = -32 \text{ kN/m}^2 \quad (3.50)$$

$$G_{3,F} = 390 - 66 = 324 \text{ kN/m}^2 \quad (3.51)$$

$$G_{4,F} = 105 - 66 = 39 \text{ kN/m}^2 \quad (3.52)$$

Schnitt F - Gebäudelasten

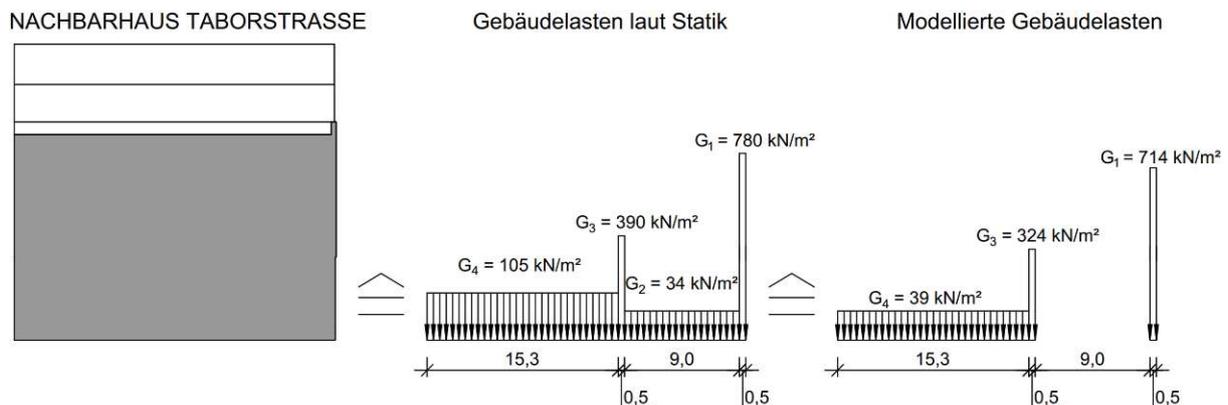


Abb. 3.37: Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnittes F

Die Seite des Neubaus in Richtung Volkertstraße gehört zu den Berechnungsschnitten D1 und D, welche laut statischen Angaben idente Gebäudelasten aufweisen. Allerdings befinden sich diese nicht direkt neben der Schlitzwand (dazwischen liegende Verkehrsstraße, siehe Abb. 3.38).

Die Fundamentunterkante des Gebäudes liegt bei $-4,30\text{ m}$ unter Baunull. Somit beträgt die Überlagerungsspannung:

$$\sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt D}} = h_{\text{Anschüttung}} \cdot \gamma_{f,\text{Anschüttung}} + h_{\text{Auböden bis FUK}} \cdot \gamma_{f,\text{Auböden}}$$

$$\sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt D}} = 2,7 \cdot 18,5 + 1,6 \cdot 20 \quad (3.53)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\ddot{u},\text{Schnitt D}} = 81,95 \approx 82 \text{ kN/m}^2.$$

Die im Modell angesetzten Einwirkungen können Abbildung 3.38 entnommen werden und werden in Gleichungen 3.54 bis 3.57 berechnet. Dabei sind die Flächenlasten $G_{1,D}$ und $G_{7,D}$ Verkehrslasten, welche den Verkehr der angrenzenden Straßen simulieren. Ähnlich zu den Gebäudelasten $G_{2,G}$ und $G_{2,F}$ werden die Lasten $G_{3,D}$ und $G_{5,D}$ im Modell nicht berücksichtigt (siehe Abschnitt 3.3.2).

Schnitt D - Gebäudelasten

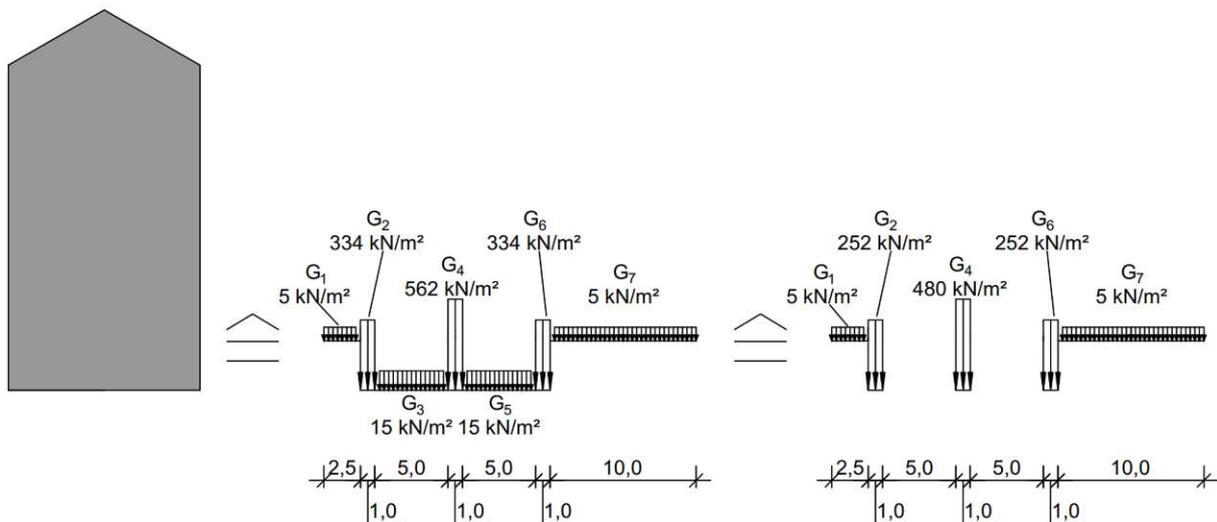


Abb. 3.38: Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnittes D

$$G_{2,D} = 334 - 82 = 252 \text{ kN/m}^2 \quad (3.54)$$

$$G_{3,D} = G_{5,D} = 15 - 82 = -67 \text{ kN/m}^2 \quad (3.55)$$

$$G_{4,D} = 562 - 82 = 480 \text{ kN/m}^2 \quad (3.56)$$

$$G_{6,D} = 334 - 82 = 252 \text{ kN/m}^2 \quad (3.57)$$

Erstellung des FE-Netzes des 3D-Modells

Nach Definition der Modellgeometrie und aller Strukturelemente wird das FE-Netz generiert. In PLAXIS 3D werden standardmäßig 10-Knoten Tetraeder Elemente mit quadratischen Interpolationsfunktionen verwendet (Abbildung 3.39). Genau wie in PLAXIS 2D kann auch hier die Netzfeinheit beliebig eingestellt werden. Um eine zu lange Rechenzeit zu vermeiden, wird ein feines Netz (anstatt eines „sehr feinen“ Netzes wie im 2D-Modell) ausgewählt. Das resultierende

Netz, welches in Abbildung 3.40 dargestellt ist, besteht aus 88 552 Elementen und 124 287 Knoten.

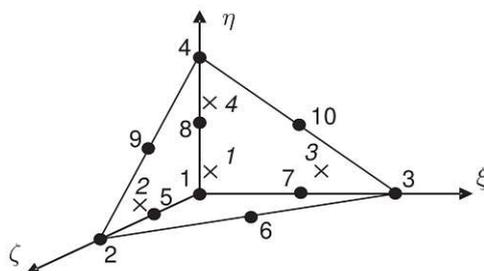


Abb. 3.39: Die in PLAXIS 3D implementierten 10-knotigen Tetraederelemente

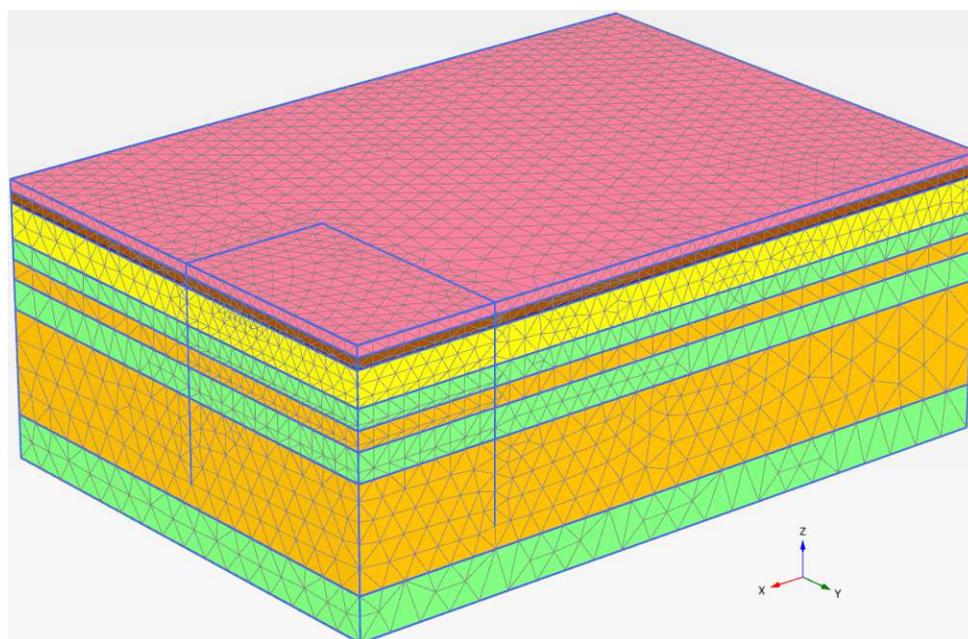


Abb. 3.40: Das generierte 3D FE-Netz mit 10-knotigen Tetraederelementen

Grundwasserabsenkungen im 3D-Modell

Die Modellierung der Grundwasserabsenkung erfolgt ähnlich zur Modellierung im 2D-Modell. Es werden wiederum die Grundwasserhöhenknoten innerhalb der Baugrube in der entsprechenden Bauphase verändert. An den Modellrändern bleibt der Grundwasserspiegel auf seiner ursprünglichen Höhe von $-3,42$ m (Abb. 3.41). Die Grundwasserabsenkknoten innerhalb der Baugrube sind ident mit denjenigen für das 2D-Modell und können dementsprechend Tabelle 3.8 entnommen werden.

Modellphasen des 3D-Modells

In PLAXIS 3D erfolgt die Definition der Modellphasen in gleicher Weise wie in PLAXIS 2D. Die Ermittlung des Anfangsspannungszustands anhand der eingegebenen Überlagerungslast (POP, siehe Tabelle 3.2) erfolgt in PLAXIS 3D ebenfalls in der Initial Phase, welche im Programm fest verankert ist. Die Bauschritte aller nachfolgenden Modellphasen werden wiederum durch Aktivieren und Deaktivieren einzelner Struktur- oder Bodenvolumenelemente erfasst.

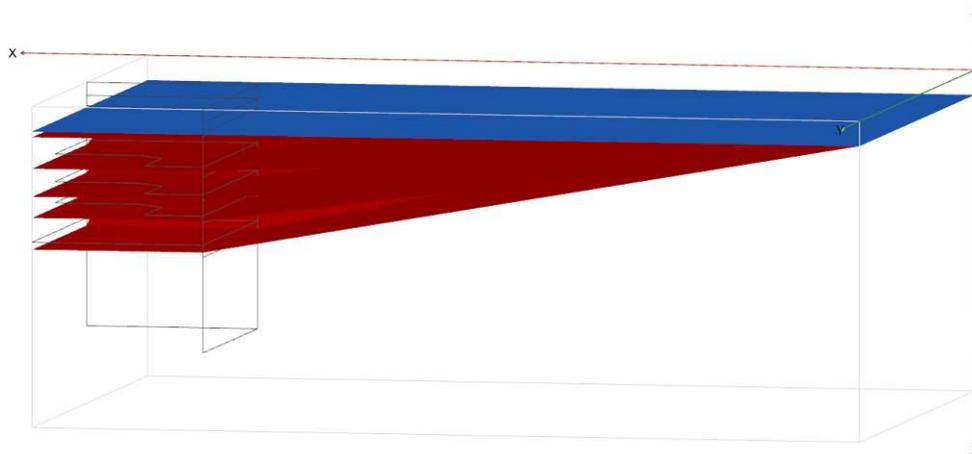


Abb. 3.41: Grundwasserabsenkungen im 3D-Modell

Grundsätzlich handelt es sich im 3D-Modell um die gleichen Modellphasen wie im 2D-Modell, welche auch in der identen Reihenfolge ausgeführt werden. Allerdings wird hierbei eine zusätzliche Bauphase benötigt, welche die Herstellung der Schlitzwandelemente und Hilfsstützen berücksichtigt. Diese erfolgt direkt nach Modellphase 3 (Herstellung der Schlitzwand) und wird als Modellphase 3A bezeichnet (siehe Tab. 3.9). Darin werden die modellierten Pfahl- und Stabelemente aktiviert.

Ähnlich zu Modellphase 9 im 2D-Modell erfolgt in Modellphase 4 des 3D-Modells keine Bautätigkeit, weil es sich dabei um den Einbau des Aussteifungsdeckels über dem ersten Untergeschoss handelt. Dieser Bauschritt betrifft den Berechnungsschnitt C, welcher im 3D-Modell nicht enthalten ist. Daher werden in dieser Phase keine Struktur- bzw. Bodenelemente aktiviert oder deaktiviert. Eine Zusammenfassung aller Modellphasen des 2D und 3D-Modells ist Tabelle 3.9 zu entnehmen.

Abbildungen 3.42 bis 3.46 zeigen das 3D-Modell nach Definition ausgewählter Modellphasen. Um eine Vergleichsbasis zwischen den Modellen herzustellen, beinhalten diese Darstellungen dieselben Modellphasen, welche in Abbildungen 3.20 bis 3.25 des 2D-Modells enthalten sind. Hierbei werden die Interface-Elemente aufgrund der besseren Übersichtlichkeit ab Abbildung 3.45 ausgeblendet.

3.3.4 Durchführung der numerischen Berechnung

Nach erfolgter Eingabe der Modellgeometrie und Definition der Modellphasen kann die numerische Berechnung durchgeführt werden. Die Berechnungsdauer hängt von der Modellgröße und Feinheit des FE-Netzes ab. Da das 2D-Modell weniger Elemente und eine vereinfachte Geometrie im Vergleich zum 3D-Modell aufweist, ist der benötigte Rechenaufwand niedriger.

Nach abgeschlossener Berechnung können sämtliche Ergebnisse im Ouput-Programm dargestellt und ausgewertet werden. Im Allgemeinen liefert die PLAXIS-Berechnung Verformungen (Setzungen) und Spannungen im Boden (total und effektiv), sowie Porenwasserdrücke. Darüber hinaus werden auch Verformungen und Schnittgrößen von Strukturelementen errechnet. Die Verformungen eines solchen Strukturelements – die Schlitzwand in den maßgeblichen Berechnungsschnitten – ist für die vorliegende Arbeit von besonderem Interesse. Die errechneten Horizontal-Verformungen der zwei numerischen Modelle werden hierbei mit den Ergebnissen der manuellen Messungen verglichen. Auf die Unterschiede zwischen den berechneten und den gemessenen Verformungen wird im folgenden Kapitel eingegangen.

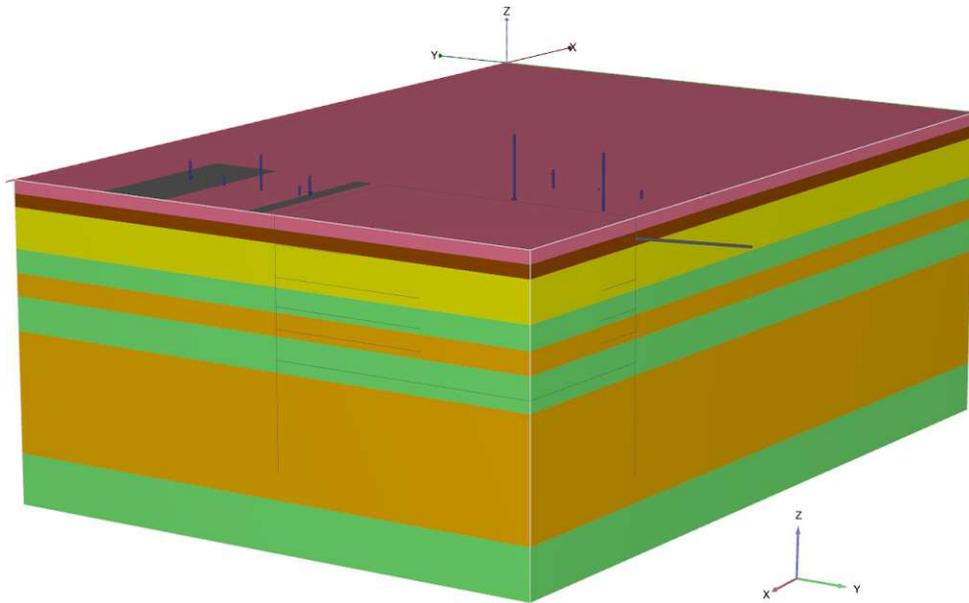


Abb. 3.42: Modellphase 1 – Aktivierung der Gebäudelasten des 3D-Modells

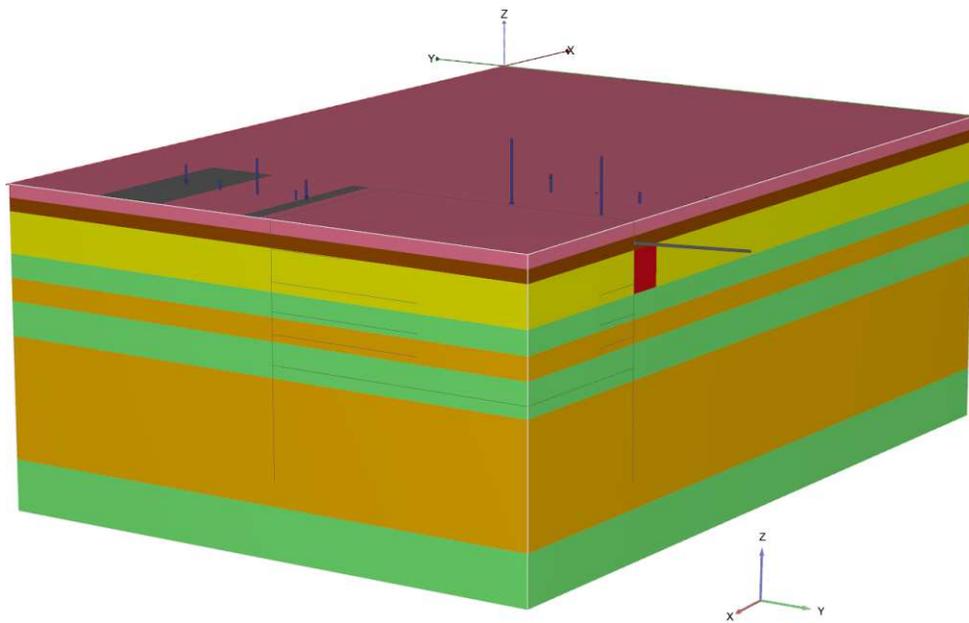


Abb. 3.43: Modellphase 2 – Aktivierung des Niederdruckinjektionskörpers

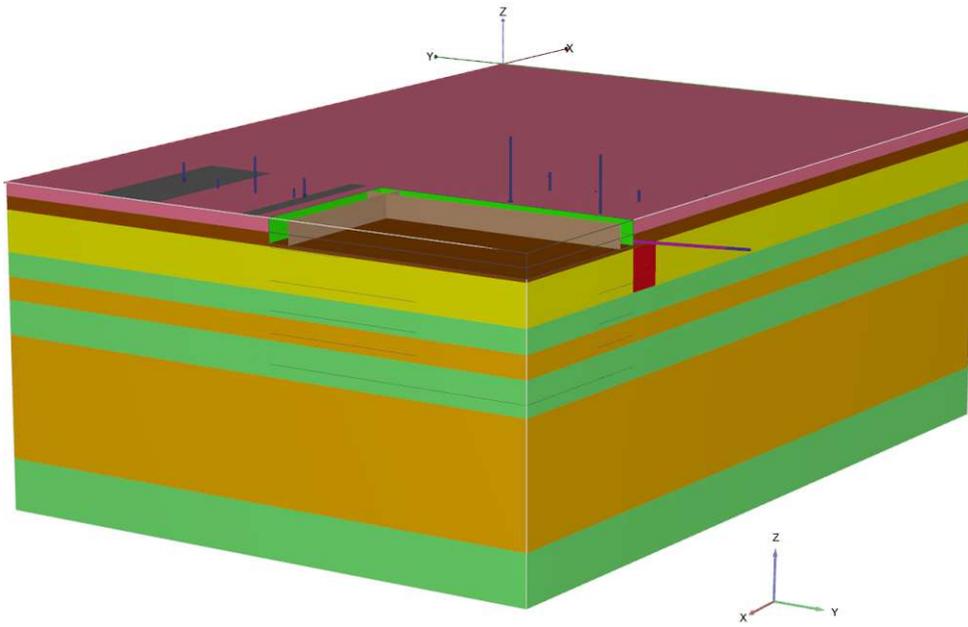


Abb. 3.44: Modellphase 4 bis 6 – Durchgeführter erster Aushub mit Aktivierung der (vorgespannten) Anker

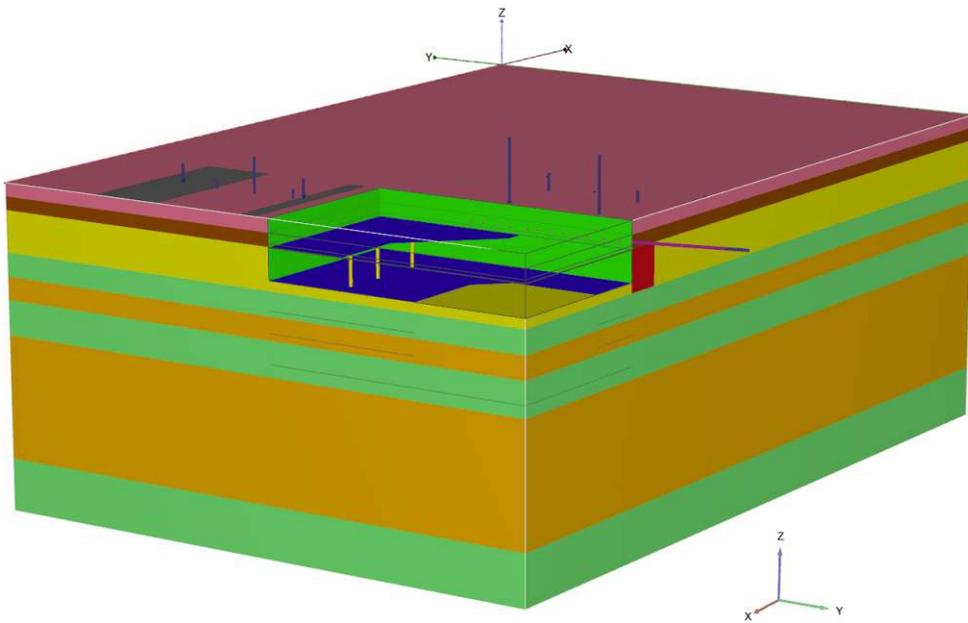


Abb. 3.45: Modellphase 7 bis 12 – Das 3D-Modell nach Einbau des Deckels über dem 3. UG

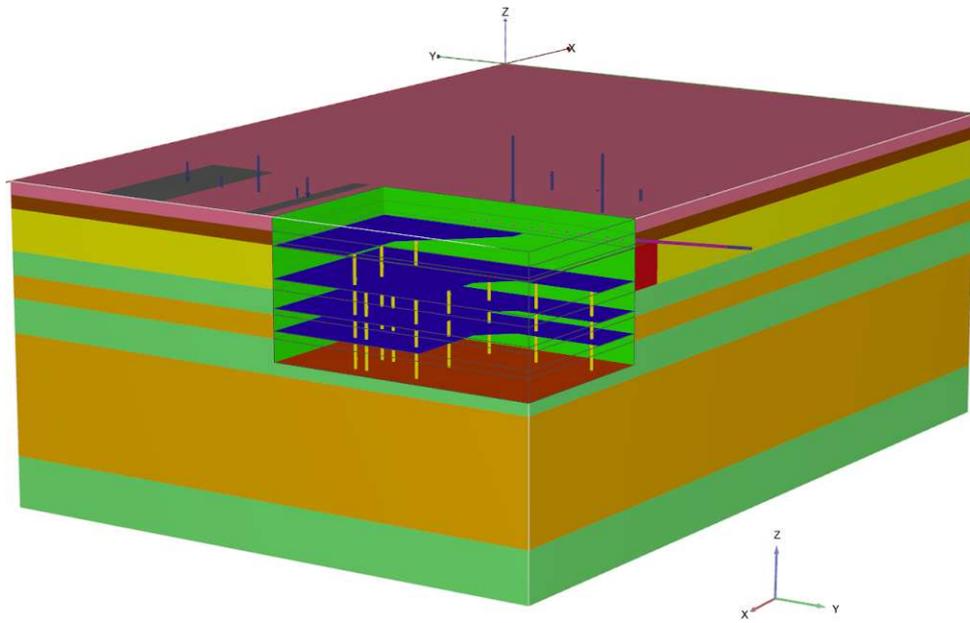


Abb. 3.46: Modellphase 13 bis 21 – Das 3D-Modell nach Einbau der Bodenplatte

Kapitel 4

Analyse der errechneten Verformungen und Vergleich mit den Inklinometermessdaten

Nach Durchführung der numerischen Berechnung können die Ergebnisse im Output-Programm der Software dargestellt und analysiert werden. Im Allgemeinen liefert Plaxis unter anderem Ergebnisse zu Verformungen (Setzungen) und Spannungen im Boden (total und effektiv), sowie zu Porenwasserdrücken. Darüber hinaus werden auch Verformungen und Schnittgrößen von Strukturelementen errechnet, woraus im vorliegenden Kapitel Gebrauch gemacht wird. Dabei werden die numerisch errechneten horizontalen Verformungen der modellierten Schlitzwand im 2D- und 3D-Modell mit den vorliegenden Messdaten aus den Inklinometermessungen verglichen. Damit wird die Gültigkeit der für die Erstellung der numerischen Modelle getroffenen Annahmen und die Genauigkeit der generierten Ergebnisse in Bezug auf die tatsächlich gemessenen Verformungen überprüft.

Wie bereits im Abschnitt 2.3.5.2 erläutert, bilden die vorliegenden Inklinometermessungen die Basis für die Validierung der numerischen Berechnung. Da die numerischen Modelle die Bauphasen bis zur Herstellung der Bodenplatte umfassen, werden die Verformungsergebnisse der ersten bis sechsten Folgemessung für einen Vergleich herangezogen. Die numerisch errechneten Schlitzwandverformungen werden dementsprechend in der Modellphase, welche die jeweilige Folgemessung betrifft, ausgewertet. Da die Ergebnisse einer analytischen Lösung für die fünfte Folgemessung vorliegen (siehe Abschnitt 2.3.5.2), werden diese den numerischen Berechnungen in dieser Phase ebenfalls gegenübergestellt. Eine Zusammenfassung der Folgemessungen und der zugehörigen Modellphasen ist Tabelle 4.1 zu entnehmen.

Tab. 4.1: Die zu den Folgemessungen zugehörigen Modellphasen

Folgemessungen	Modellphasen
1. Folgemessung	≅ Ende 6. Modellphase
2. Folgemessung	≅ Ende 12. Modellphase
3. Folgemessung	≅ Ende 15. Modellphase
4. Folgemessung	≅ Ende 18. Modellphase
5. Folgemessung	≅ Ende 20. Modellphase
6. Folgemessung	≅ Ende 21. Modellphase

Im Bereich des Schnittes C liegt das Inklinometerrohr 31. Dieses befand sich an derselben Stelle des im 2D-Modell erfassten Schlitzwandabschnitts. Da pro Wandseite nur ein Inklinometerrohr installiert wurde, werden die Messdaten des Inklinometers 75 zur Überprüfung der numerischen Ergebnisse des Schnittes G herangezogen. Dieser befindet sich in dem Berechnungsschnitt F und ist um 16,8 m vom untersuchten Schlitzwandabschnitt des Schnittes G entfernt. Auf

der Schlitzwandseite in Richtung der Volkertstraße befand sich das Inklinometerrohr 53. Die damit erfassten Verformungswerte werden für den Ergebnisvergleich im Bereich des Schnittes D herangezogen. Der östliche Modellrand des 3D-Modells (vgl. Abbildung 3.28) ist 2,80 m von dem installierten Inklinometerrohr entfernt. Die Messkurven aus den Inklinometermessungen wurden bereits in Abschnitt 2.3.5.2 präsentiert.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.3 erläutert, enthält der obere Rand des 3D-Modells (Modellrand Nord, vgl. Abbildung 3.28) denselben Schlitzwandabschnitt im Bereich des Schnittes G, welcher im 2D-Modell erfasst wurde. Damit kann an dieser Stelle ein direkter Vergleich der numerischen Ergebnisse beider Modelle durchgeführt werden. Analog zu Schnitt G werden die Wandverformungen im Bereich des Schnittes D ebenfalls am Modellrand ausgewertet.

In PLAXIS können die Verformungen der Strukturelemente in tabellarischer Form dargestellt werden. Diese Tabellen enthalten alle Koordinaten des gewählten Wandabschnitts, sowie die Wandverformungen in allen Raumrichtungen. Damit können die für die vorliegenden Arbeit relevanten Ergebniswerte der horizontalen Wandverformung über die Schlitzwandlänge entnommen werden. Um eine Gegenüberstellung der Inklinometermessungen und der numerischen Ergebnisse zu ermöglichen, wird die Software MATLAB verwendet. Daraus werden anhand der vorliegenden Ergebnis- bzw. Messwerte Diagramme erstellt, in welchen die Verformungskurven aus den Inklinometermessungen und jenen der numerischen Berechnungen gegenübergestellt werden. Diese Diagramme werden in weiterer Folge als Vergleichsdiagramme bezeichnet.

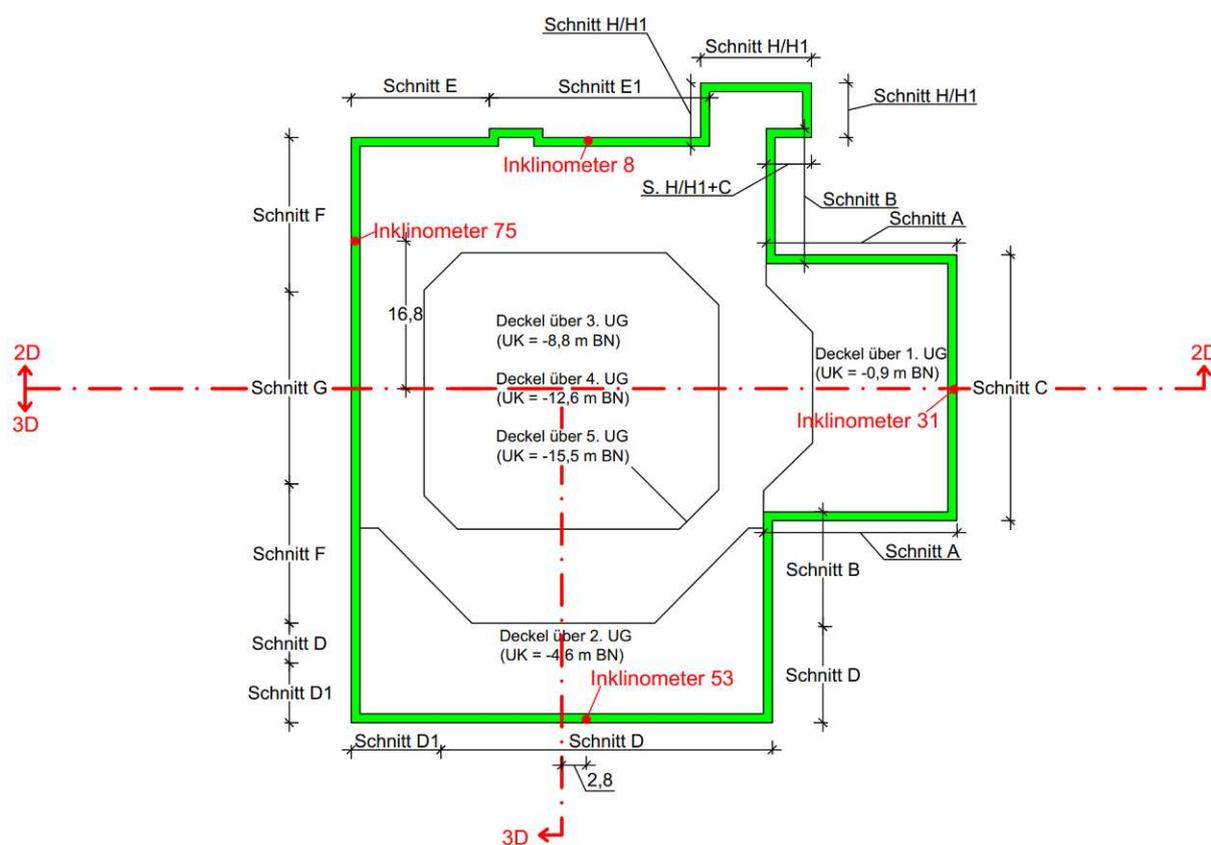


Abb. 4.1: Lage der installierten Inklinometerrohre

4.1 Erste Folgemessung – zum Zeitpunkt nach dem Vorspannen der Anker

Die erste Folgemessung wurde nach dem Vorspannen der Anker durchgeführt (siehe Abschnitt 2.3.5.2). Diese Bauphase entspricht dem Ende der sechsten Modellphase beider numerischen Modelle (siehe Tabelle 4.1). Zu diesem Zeitpunkt ist im 2D-Modell bereits die erste Ersatzfeder im Bereich des Schnittes C aktiv. Darüber hinaus ist der erste Aushub bis $-3,20$ m in beiden Modellen bereits erfolgt und die modellierten Verpressanker mit der entsprechend zugewiesenen Vorspannkraft aktiviert. Das zugehörige Deformationsbild der Schlitzwand an den Stellen der Schnitte G und C im 2D-Modell ist in Abbildung 4.2 dargestellt. Die korrespondierenden Verformungsbilder für Schnitt G und D des 3D-Modells sind in Abbildung 4.3 ersichtlich. Im Sinne einer besseren Sichtbarkeit werden die Verformungen in den Abbildungen überhöht dargestellt.

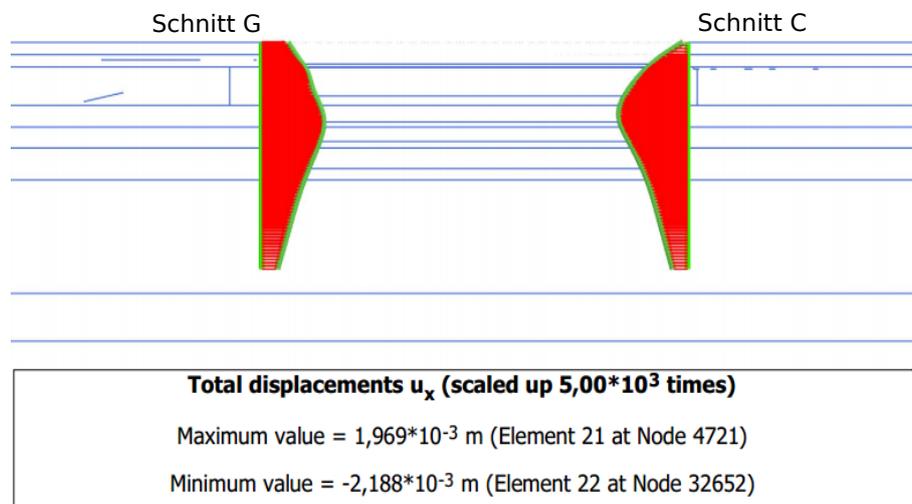


Abb. 4.2: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der ersten Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der ersten Folgemessung

Abbildung 4.4 zeigt die Vergleichsdiagramme der untersuchten Schnitte C, G und D. Die zu diesem Zeitpunkt gemessenen Verformungen sind an allen Stellen der Schnitte C und D vernachlässigbar klein. Eine größere Verformung wurde auf der Baugrubenseite des Schnittes G gemessen, welche $1,30$ mm betrug. Ähnliche Verformungswerte wurden auch im 2D- und im 3D-Modell numerisch ermittelt. Darüber hinaus haben alle drei Kurven einen ähnlichen Verlauf über die Schlitzwandtiefe. Im Gegensatz dazu sind größere Verformungen in den numerisch errechneten Verformungskurven der Schnitte C und D festzustellen. Beim Schnitt C ist die berechnete maximale Verformung von $2,19$ mm deutlich größer als der an dieser Stelle gemessene Wert von $0,62$ mm. Ähnlich wird bei Schnitt D eine maximale Verformung von 4 mm an der Schlitzwandoberkante berechnet, wobei die tatsächlichen Verformungen an dieser Wandseite weniger als $1,0$ mm betragen. Eine gute Übereinstimmung der Kurvenverläufe ist ab einer Tiefe von -16 m festzustellen. Eine mögliche Erklärung für die größeren Abweichungen bei den Schnitten C und D ist die Erfassung der Bauphasen in den numerischen Modellen. Wie bereits in Abschnitten 3.3.2 und 3.3.3 erläutert, erfolgte der erste Aushubvorgang während der Ausführung nicht als ein großflächiger Aushub. Dieser wurde als ein Teilaushub im Wandbereich des Ankerhorizonts (Bereich des Schnittes G) durchgeführt. Dies bedeutet, dass die Bereiche der Schnitte C und D zum Zeitpunkt des Vorspannens der Anker noch nicht ausgehoben wurden. Dementsprechend sind die dort gemessenen

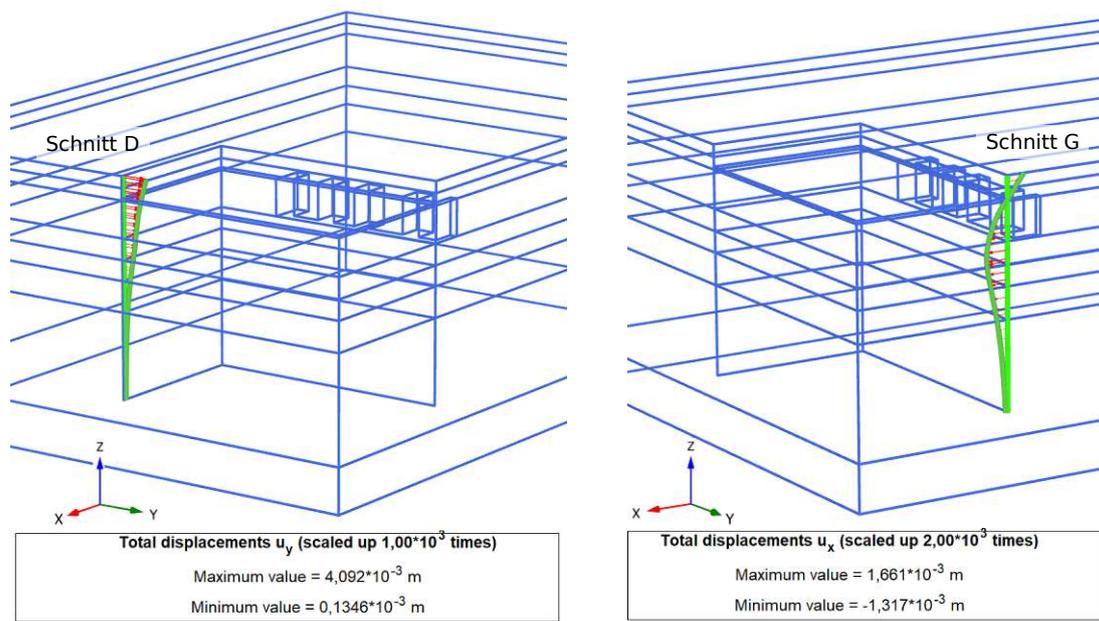


Abb. 4.3: Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der ersten Folgemessung

Verformungen praktisch nicht vorhanden. In dieser Bauphase der numerischen Modelle wurde jedoch ein großflächiger Aushub modelliert, weswegen Wandbewegungen an den Stellen von Schnitt C und D ermittelt wurden.

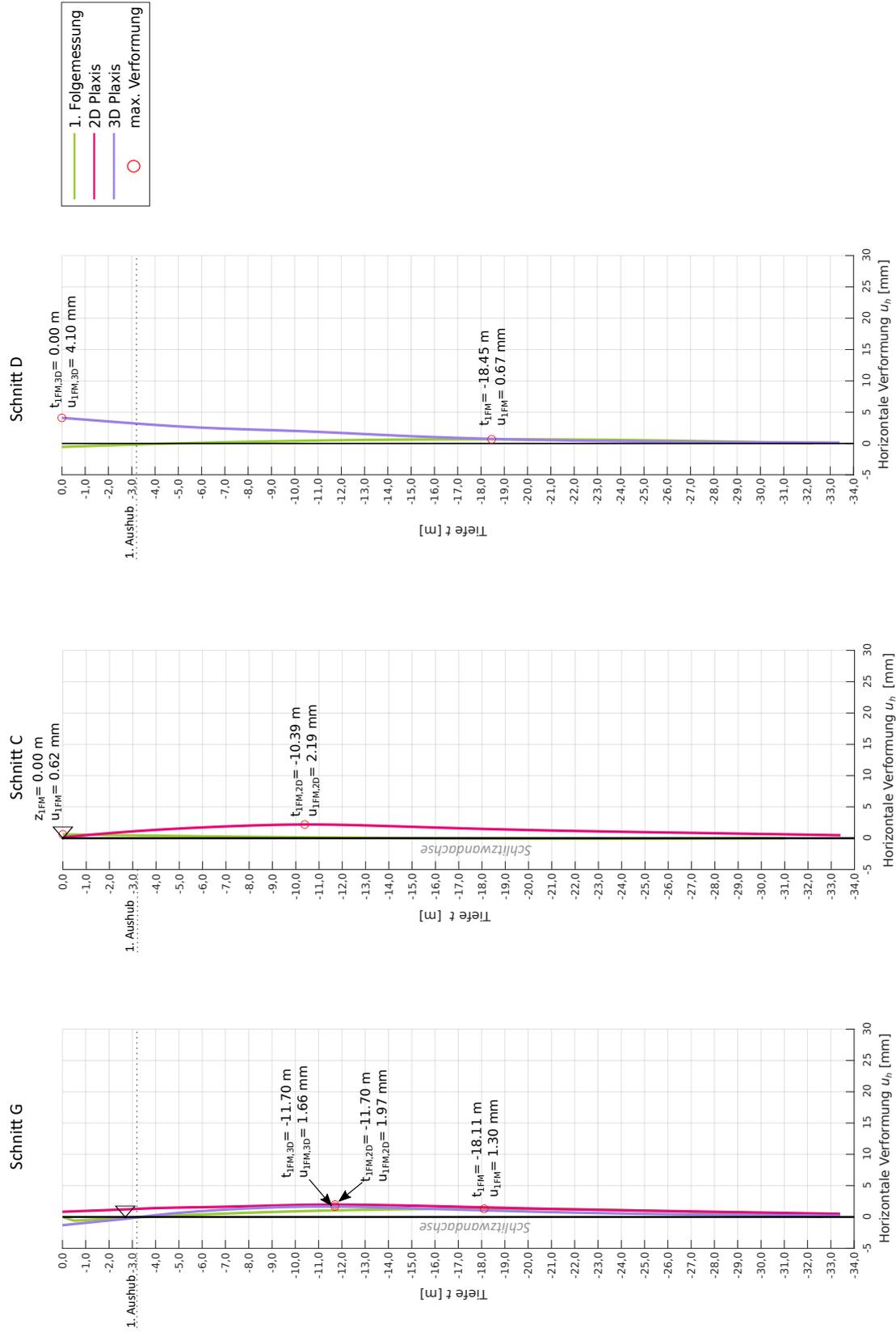


Abb. 4.4: Vergleichsdiagramme zur ersten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach dem Vorspannen der Anker

4.2 Zweite Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 3. UG

Die zweite Folgemessung wurde nach dem Aushub bis zum zweiten Stützhorizont ($-7,90$ m, vgl. mit Tabelle 3.6) und abgeschlossenem Einbau des Aussteifungsdeckels über dem dritten Untergeschoss durchgeführt. In den numerischen Modellen wurde dies am Ende der 12. Modellphase erfasst. Dabei werden im 2D-Modell die zwei Ersatzfedern und im 3D-Modell das entsprechende Plattenelement, mit welchem der Aussteifungsdeckel modelliert wurde, aktiviert. Die aus der Berechnung resultierenden Deformationsbilder der Schlitzwand zu diesem Zeitpunkt sind in Abbildungen 4.5 und 4.6 ersichtlich.

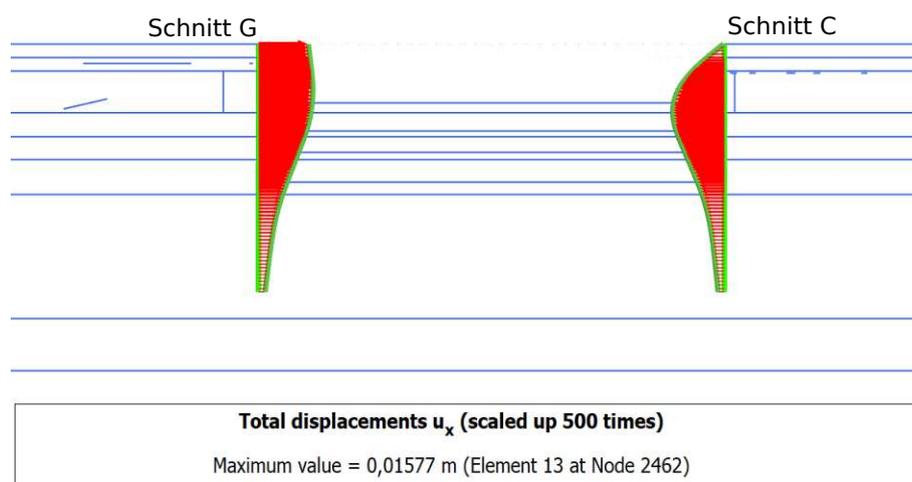


Abb. 4.5: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung

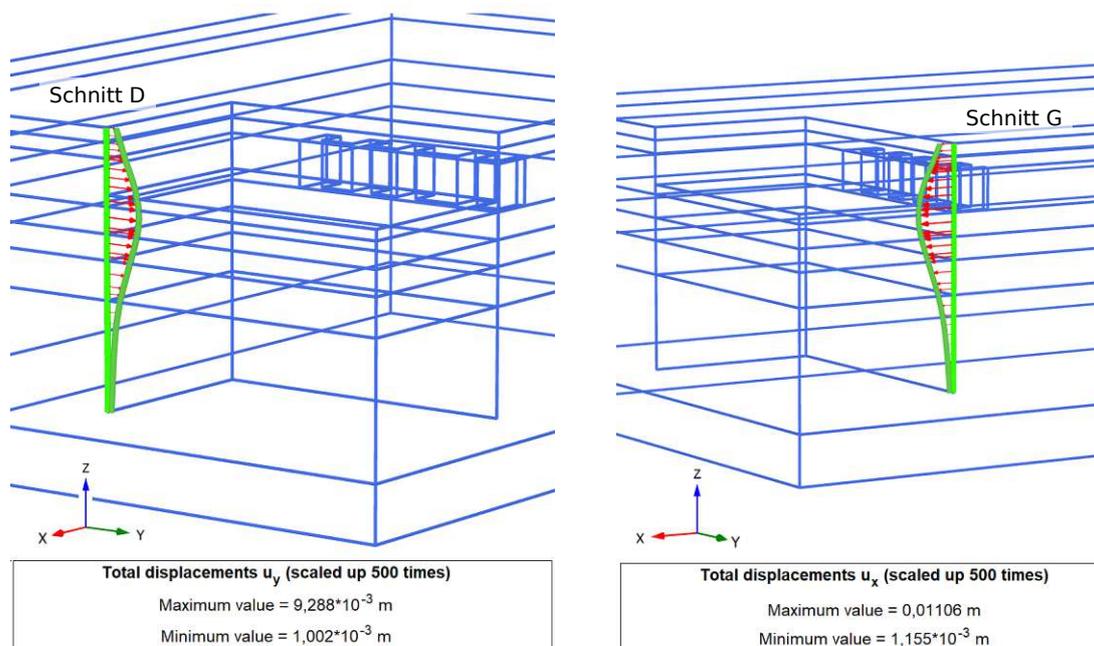


Abb. 4.6: Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung

Die Vergleichsdiagramme der zweiten Folgemessung sind in Abbildung 4.7 dargestellt. Die maximal gemessene Verformung im Bereich des Schnittes G zu diesem Zeitpunkt beträgt 6 mm bei einer Tiefe von -17,18 m (siehe Abbildung 4.7) und weist somit einen starken Verformungszuwachs im Vergleich zur vorherigen Folgemessung auf (1,30 mm in der ersten Folgemessung). Sowohl die 2D- als auch die 3D-Berechnung ergibt maximale Verformungswerte, welche in den Bereichen der Anker und Aussteifungsdeckel stets größer als die gemessenen sind. Allerdings weisen die errechneten Kurven einen ähnlichen Verlauf auf. Kleinere Verformungsabweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten sind im unteren Schlitzwandbereich festzustellen. Eine ähnliche Situation ist im Diagramm im Bereich des Schnittes D ersichtlich. Die maximal gemessene Verformung beträgt nun 3,0 mm im Vergleich zu 0,07 mm in der ersten Folgemessung. Die numerisch errechnete Verformungskurve aus dem 3D-Modell stimmt im unteren Schlitzwandbereich mit der Messung gut überein. In der oberen Schlitzwandhälfte weicht die errechnete Verformung knapp unterhalb des aktivierten Ankers jedoch stärker von der gemessenen Verformung ab. Im Bereich des Schnittes C wurde zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung kein Verformungszuwachs festgestellt. Die gemessene Verformung ist, ähnlich zu der ersten Folgemessung, vernachlässigbar klein. Demgegenüber liefert die numerische 2D Berechnung zu diesem Schlitzwandabschnitt deutlich größere Verformungsergebnissen. Der ermittelte Maximalwert beträgt 14 mm und befindet sich, ähnlich zum Schnitt D, nahe dem in der 12. Modellphase aktivierten Deckelhorizont.

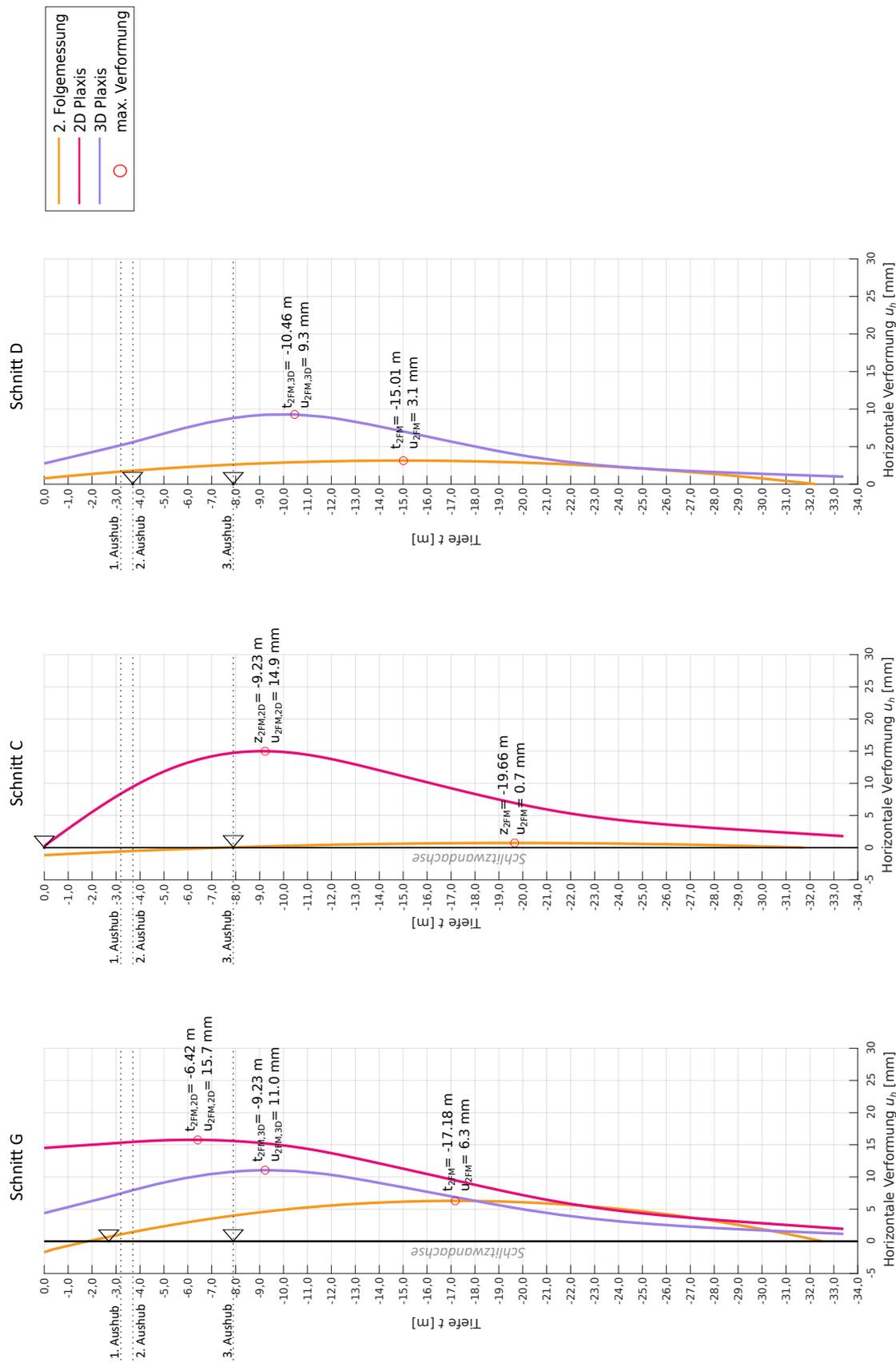


Abb. 4.7: Vergleichsdiagramme zur zweiten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über dem dritten Untergeschoss

4.3 Dritte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 4.UG

Zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung wurde der vierte Aushubvorgang durchgeführt und der Aussteifungsdeckel über dem vierten Untergeschoss bereits einbetoniert. Die dem vierten Deckel entsprechende Ersatzfeder des 2D-Modells und das Plattenelement im 3D-Modell werden während der 15. Modellphase aktiviert (vgl. Tabelle 3.6). Die am Ende der Berechnung ermittelten Verformungen werden zum Vergleich mit der vierten Folgemessung herangezogen. Die Schlitzwandverformungen im Modell nach Berechnung der 15. Modellphase sind in Abbildungen 4.8 und 4.9 dargestellt.

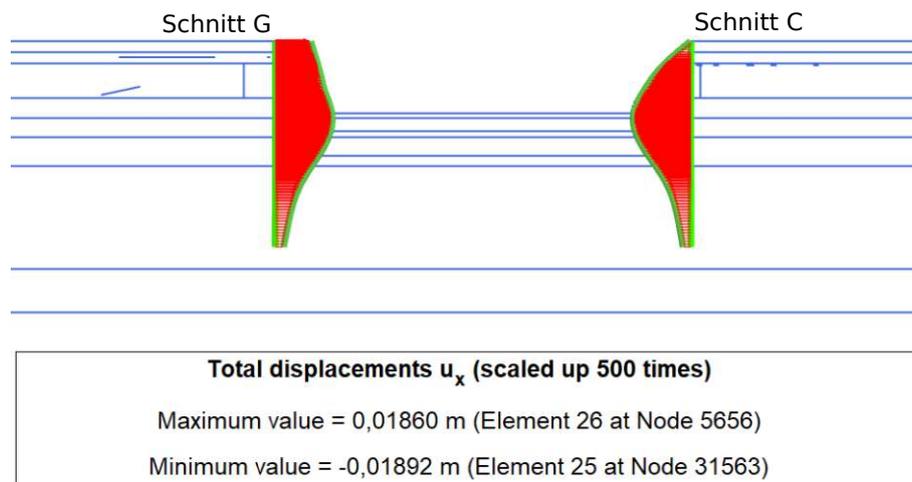


Abb. 4.8: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung

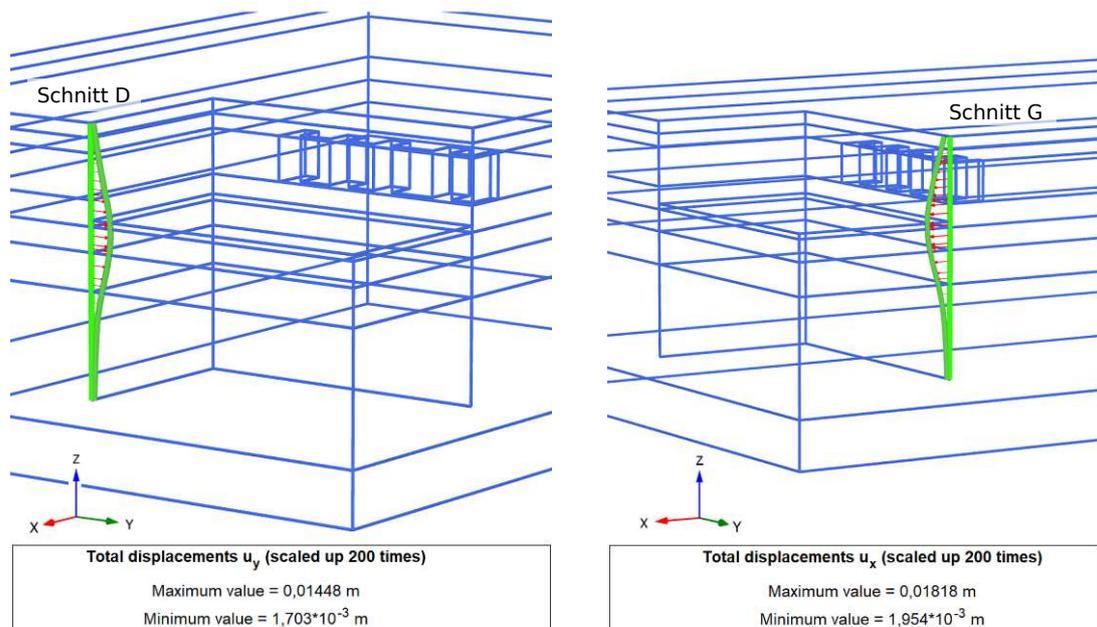


Abb. 4.9: Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung

In Abbildung 4.10 sind die Mess- und Verformungskurven zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung dargestellt. Im Bereich des Schnittes G haben beide numerisch errechneten Schlitzwandbiegelines einen sehr ähnlichen Verlauf, wobei die maximalen Verformungswerte in der gleichen Größenordnung liegen. Allerdings sind im Vergleich zwischen Berechnungsergebnis und Messwert wiederum größere Abweichungen festzustellen. Die maximal gemessene Schlitzwandverformung beträgt 9,5 mm in einer Tiefe von $-16,0$ m, während die numerische Berechnung fast doppelt so große Verformungswerte liefert. Diese befinden sich, wie bei der zweiten Folgemessung, in der Nähe der Aussteifungshorizonte. Die Vergleichsdiagramme in den Bereichen C und D zeigen ein ähnliches Bild wie zum Zeitpunkt der Zweiten Folgemessung. Beim Schnitt C ist die gemessene Verformung auf 7,5 mm in einer Tiefe von $-11,2$ mm angewachsen. Demgegenüber liegt die berechnete Maximalverformung in einer Tiefe von $-12,46$ m und beträgt 18,9 mm. Auf dieser Wandseite sind kleinere Abweichungen zwischen Berechnung und Messung festzustellen. Die im 3D-Modell ermittelte Verformungskurve erreicht einen Maximalwert von 14 mm knapp unter dem Deckel über dem vierten Untergeschoss. Die maximal registrierte Verformung während der Messung wurde ebenfalls im Bereich des Aussteifungshorizonts registriert ($-11,5$ m) und betrug (im Gegensatz zum numerischen Verformungsergebnis) 8 mm.

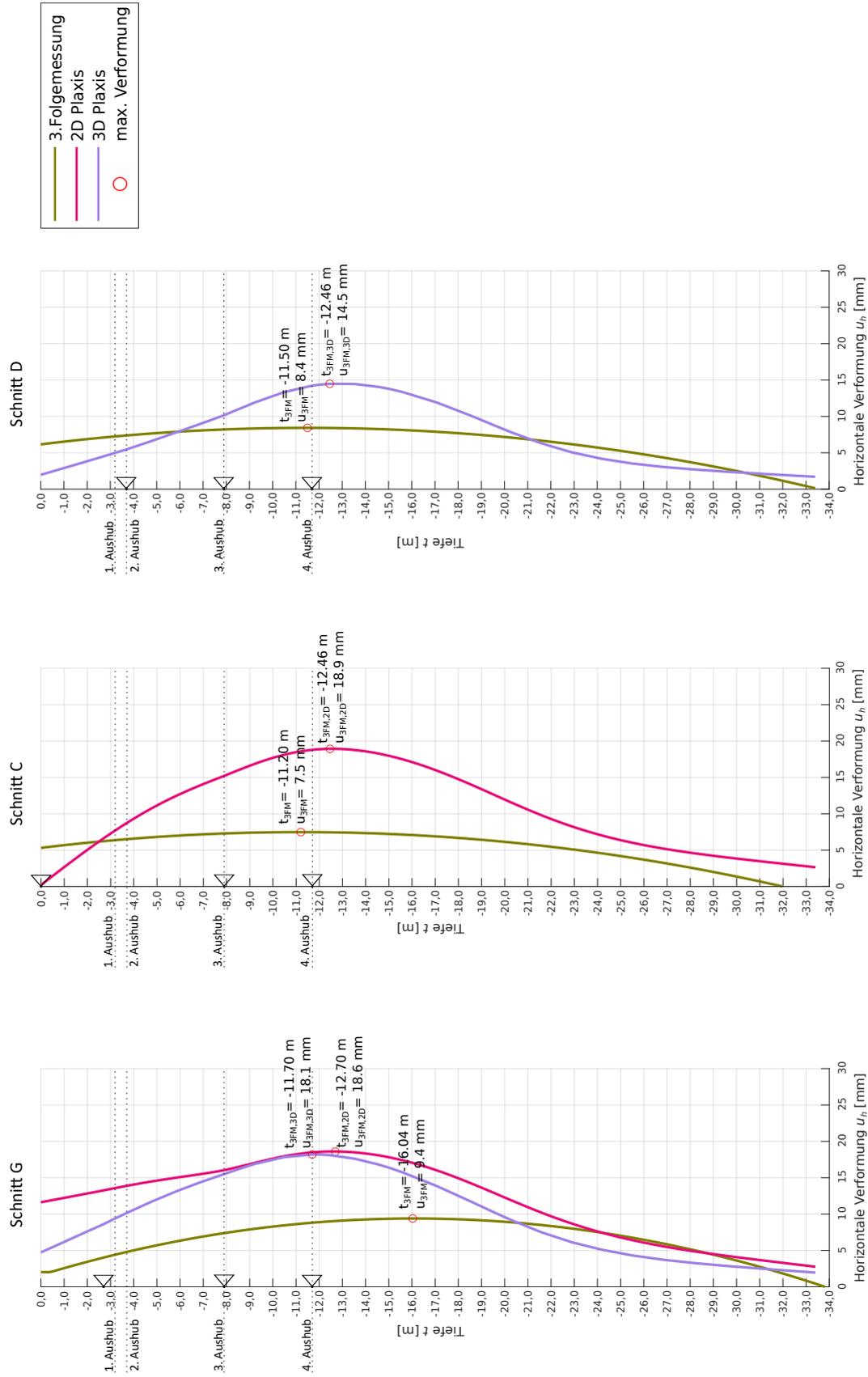


Abb. 4.10: Vergleichsdiagramme zur dritten Folgemessung – nach Herstellung des Deckels über dem vierten Untergeschoss

4.4 Vierte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über 5. UG

Nach Herstellung des fünften Aushubs und dem Einbau des fünften Aussteifungsdeckels wurde die vierte Folgemessung durchgeführt. Diesem Ausführungsstand entspricht die 18. Modellphase im 2D- und 3D-Modell. Analog zu den vorhergehenden Modellphasen wurden hierbei die zum fünften Deckel zugehörigen Ersatzfedern im 2D und das Plattenelement im 3D-Modell aktiviert. Damit ist der Einbau des letzten Aussteifungshorizonts abgeschlossen. Die nach der Berechnung der 18. Modellphase resultierenden Horizontalverformungen sind in Abbildungen 4.11 und 4.12 ersichtlich.

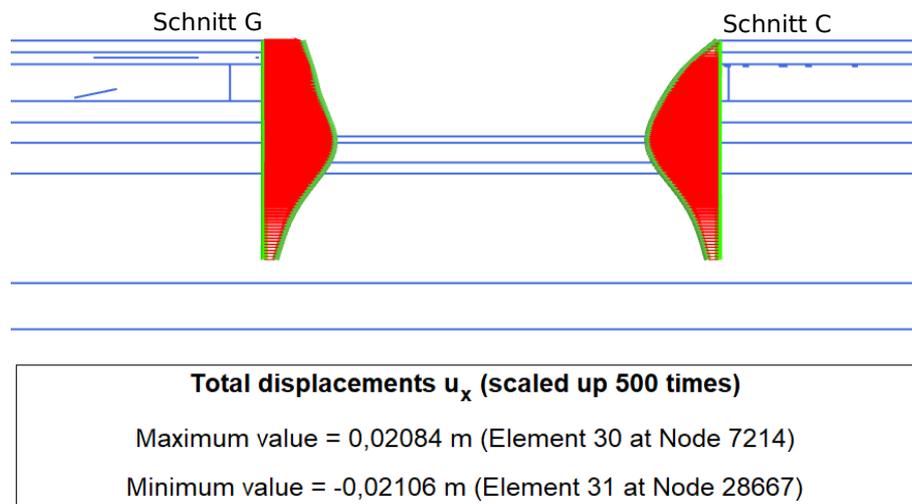


Abb. 4.11: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der vierten Folgemessung

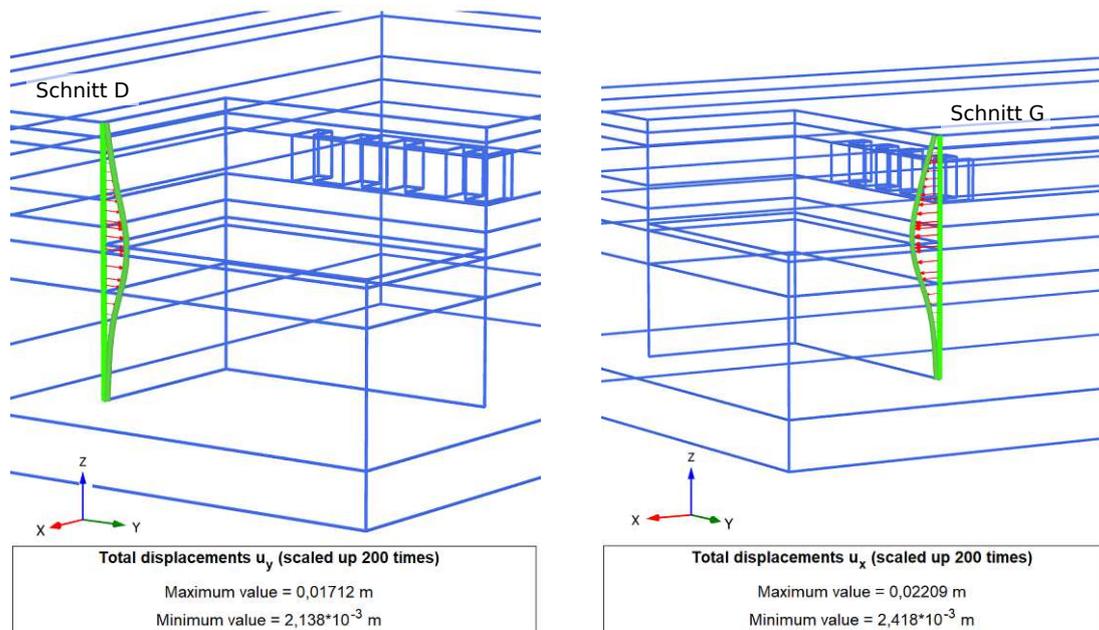


Abb. 4.12: Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der vierten Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der vierten Folgemessung

Aus den in Abbildung 4.13 dargestellten Vergleichsdiagrammen ist eine Zunahme sowohl in den gemessenen als auch in den berechneten Verformungswerten erkennbar. Zu diesem Zeitpunkt sind größere Verformungen zu erwarten, da die Baugrube bis $-14,60$ m bereits ausgehoben ist. Im Allgemeinen weisen die Ergebnisse dieser Bauphase eine ähnliche Tendenz wie jene der dritten Folgemessung auf. Im Bereich des Schnittes G besteht weiterhin eine gute Übereinstimmung im Verlauf der errechneten Kurven. Der relativ große Unterschied zwischen den maximalen Verformungen der Messung und der Berechnung ist auch in dieser Folgemessung enthalten. Die größeren Abweichungen treten wiederum im oberen Bereich der Schlitzwand auf, während sich im unteren Schlitzwandbereich die errechnete Verformung eher die gemessene Verformung entspricht. Die numerisch ermittelten Verformungen im 2D-Modell des Schnittes C weisen einen Maximalwert von 21 mm im Vergleich zu den zum selben Zeitpunkt gemessenen 9 mm auf. Das errechnete Verformungsmaximum tritt wiederum im Bereich des bereits im Modell aktivierten (eingebauten) Aussteifungsdeckels auf. Auch beim Schnitt D weichen die numerisch berechneten Horizontalverformungen im oberen Schlitzwandbereich deutlich von der Messung ab, wobei das Maximum im Bereich des letzten Aussteifungshorizonts liegt. Im unteren Wandbereich sind die Abweichungen zwischen Berechnung und Messung, ähnlich zum vorhergehenden Vergleichsdiagramm zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung, wesentlich kleiner.

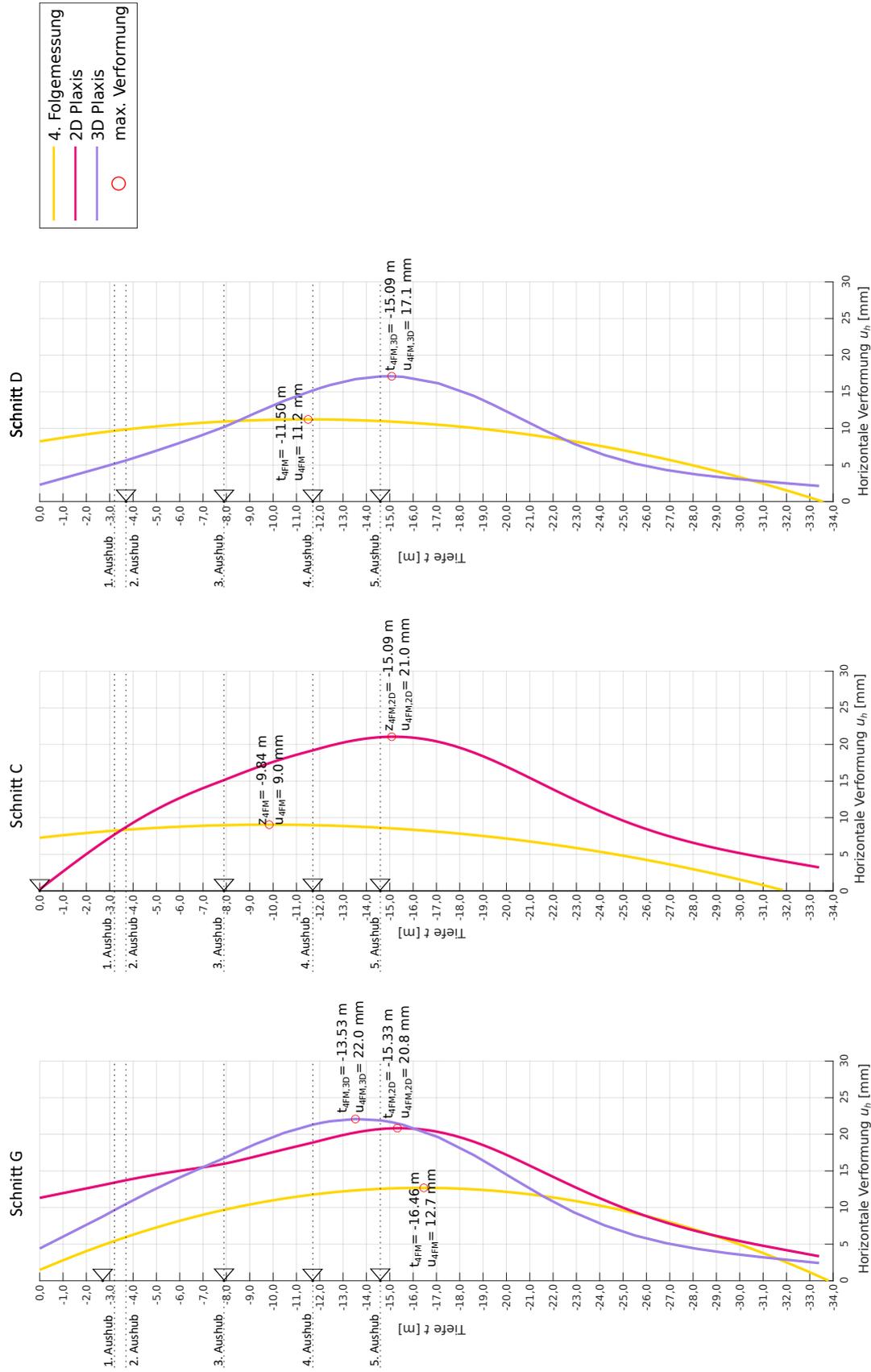


Abb. 4.13: Vergleichsdiagramme zur vierten Folgemessung – nach Herstellung des Deckels über dem fünften Untergeschoss

4.5 Fünfte Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Endaushubs

Die fünfte Folgemessung erfolgte nach teilweiser Herstellung des Endaushubs. Da keine genauen Daten zu den einzelnen Zwischenstadien des letzten Aushubs vorliegen, wurde dieser in den numerischen Modellen wiederum als großflächiger Bodenabtrag erfasst. Dazu wurde sowohl im 2D- als auch im 3D-Modell der geometrisch abgegrenzte Bereich des Endaushubs in der vorletzten Modellphase (vgl. Tabelle 3.7) deaktiviert. Die Verformungszustände am Ende der Berechnung dieser Phase sind in Abbildungen 4.14 bis 4.15 dargestellt.

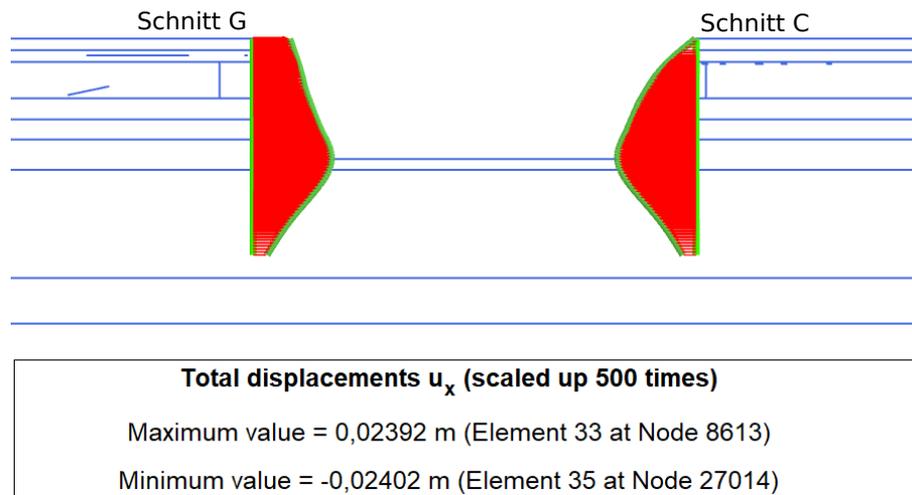


Abb. 4.14: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung

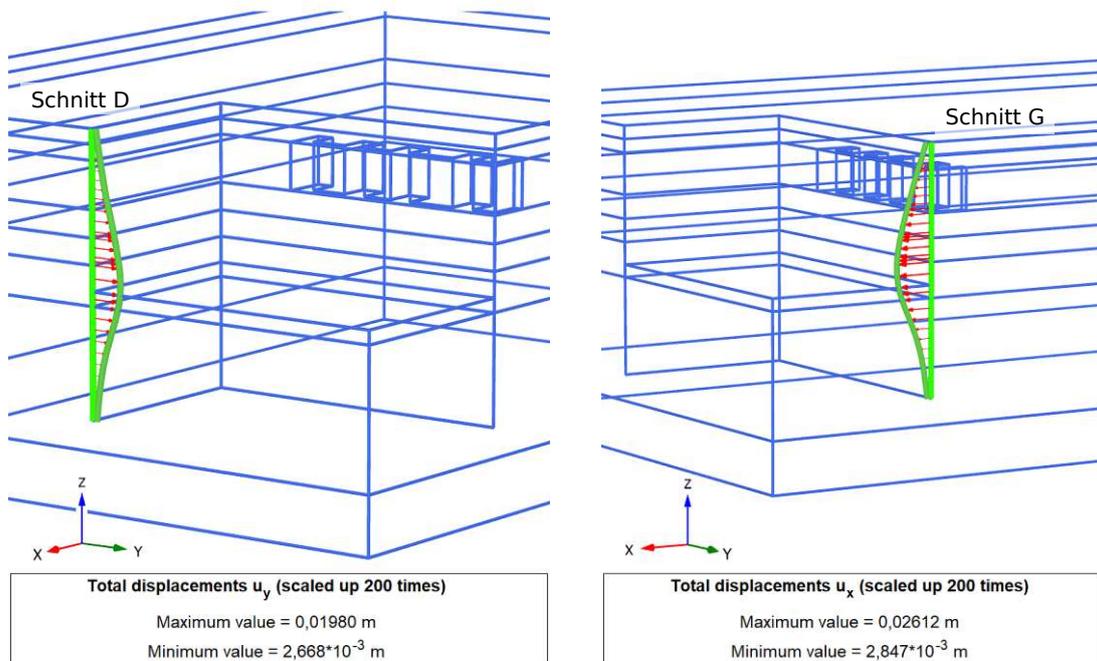


Abb. 4.15: Schlitzwandverformungen im 3D-Modell zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung

Da zu dieser Bauphase Ergebnisse einer analytischen Verformungsberechnung vorliegen, können die zugehörigen Verformungsverläufe in die Vergleichsdiagramme integriert und zum Vergleich mit den numerisch ermittelten, sowie den gemessenen Verformungswerten herangezogen werden. Alle drei Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung sind in Abbildung 4.16 dargestellt.

Die im Zuge der analytischen Berechnung untersuchten Erddruckansätze wurden bereits im Abschnitt 2.3.4 erläutert. Da in unmittelbarer Nähe der Schlitzwand in den Bereichen C und G Nachbarbebauungen vorhanden sind, wurden die Verformungen hierbei sowohl unter Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks mit Umlagerung der Lastfigur als auch unter Berücksichtigung einer vollen Erdruhedrucklast berechnet. Im Bereich des Schnittes D befindet sich kein direkt angrenzendes Bestandsgebäude, sondern eine Verkehrsstraße. Daher wurden die Verformungen dieses Wandbereichs nur unter Berücksichtigung des erhöhten aktiven Erdruhedrucks ermittelt (vgl. Abschnitt 2.3.4). In den Vergleichsdiagrammen sind die analytischen Verformungsverläufe in Dunkelblau bzw. Hellgrün dargestellt (Abbildung 4.16).

Durch den Vergleich zwischen den Diagrammen der vierten und fünften Folgemessungen kann festgestellt werden, dass im Bereich des Schnittes G kein Verformungszuwachs stattfand. Es lässt sich daraus vermuten, dass zum Zeitpunkt der vorliegenden Messung noch kein Aushub in diesem Wandbereich ausgeführt wurde. Die maximal gemessene Verformung beträgt wiederum 12 mm und befindet sich auf ungefähr demselben Tiefenniveau wie während der vierten Folgemessung.

Aus dem Vergleichsdiagramm zu Schnitt G wird ersichtlich, dass alle rechnerisch ermittelten Verformungskurven stark von der tatsächlichen Messung abweichen. Die numerisch und analytisch berechneten Maximalwerte der Verformung liegen jedoch in derselben Größenordnung. Allerdings übersteigt der im 3D-Modell errechnete Maximalwert von 26 mm die analytisch ermittelte, maßgebende Maximalverformung von 24 mm geringfügig. Der qualitative Kurvenverlauf aus dem 3D-Modell passt jedoch gut mit den analytisch errechneten Verformungskurven zusammen. Die mittels des 2D-Modells berechnete Verformung beträgt 23 mm und liegt somit zwischen den analytischen Verformungswerten (21 mm und 24 mm). Mit Ausnahme der Verformungskurve aus dem 2D-Modell, weisen die verbleibenden berechneten Kurven im Schlitzwandbereich ab der Endaushubtiefe einen ähnlichen Verlauf auf und nähern sich stark an die Messkurve an. Demgegenüber ergibt die numerische Berechnung in 2D größere Verformungen sowohl an der Schlitzwandoberkante als auch im unteren Wandbereich. Ab dem Tiefenniveau des dritten Aushubs jedoch, stimmt der qualitative Verlauf der in 2D berechneten Verformungskurve mit demjenigen der analytisch ermittelten Verformungskurven weitestgehend überein. Im Bereich der Baugrubensohle wird die beste Übereinstimmung zwischen den Verformungskurven des 2D-Modells und der maßgebenden analytisch berechneten Kurve erzielt.

Im Bereich des Schnittes C konnte zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung eine Verformungserhöhung von 9,0 mm auf 12,6 mm festgestellt werden. Die analytisch berechneten Verformungskurven weichen stark von der Messung ab, wobei der maßgebende Maximalwert 27 mm beträgt. Die numerisch ermittelte Verformung von 24 mm stimmt mit der analytischen Erdruhedruckberechnung überein. Darüber hinaus weisen beide Kurven einen fast identischen Verlauf über die Tiefe auf, weichen aber ab der Baugrubensohle voneinander ab.

Im Bereich des Schnittes D wurde ebenfalls eine Verformungszunahme seit der vierten Folgemessung gemessen, wobei der Maximalwert nun 15 mm beträgt. Die 3D numerische Berechnung liefert an dieser Stelle einen maximalen Verformungswert von 19 mm und weist somit eine Abweichung von 4 mm von der tatsächlichen Verformung auf. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass die analytisch und numerisch berechneten Kurven einen qualitativ ähnlichen Verlauf aufweisen, allerdings ergeben sich aus der analytischen Berechnung deutlich größere Verformungswerte im mittleren Schlitzwandbereich.

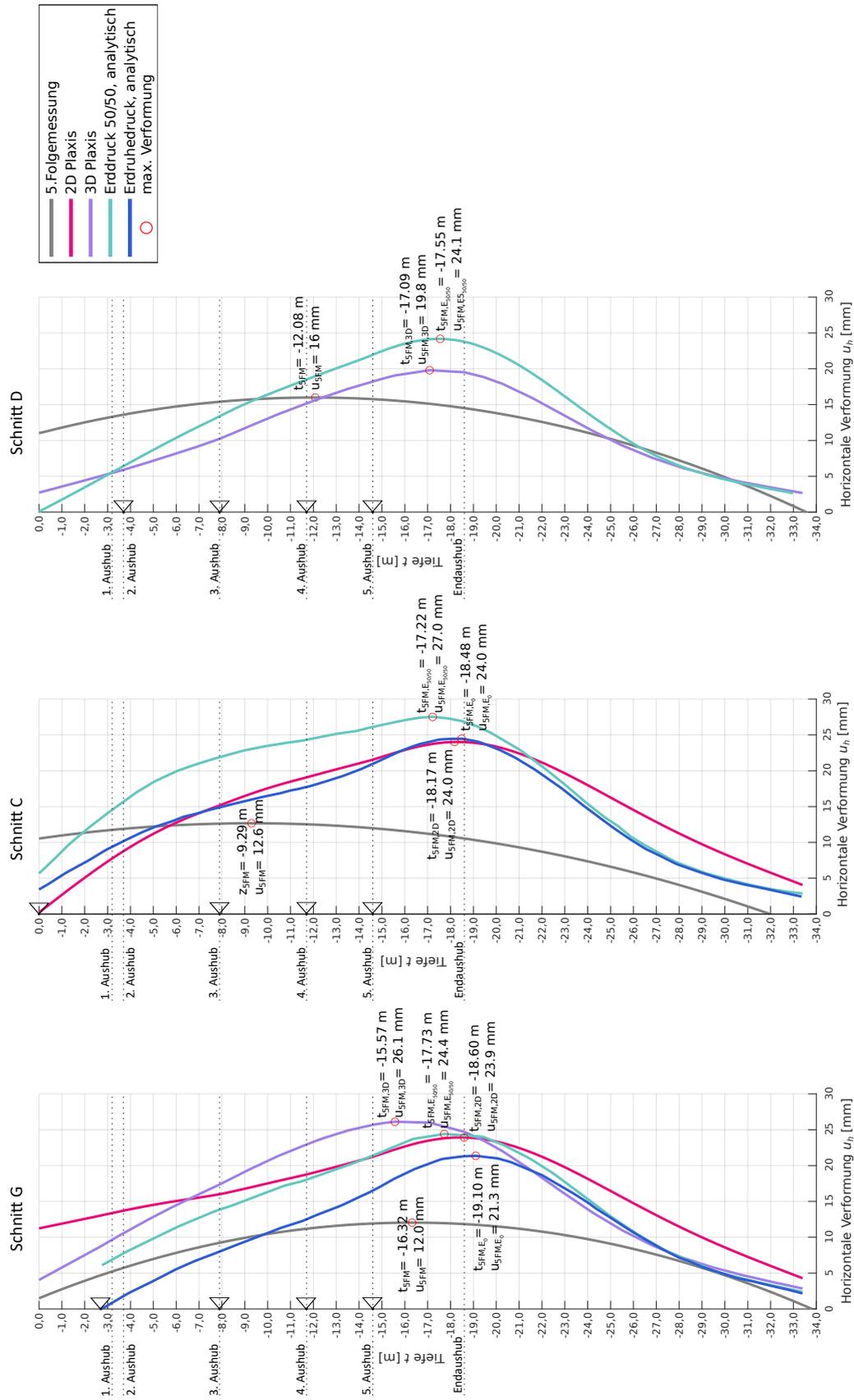


Abb. 4.16: Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung – zum Zeitpunkt des Endaushubs

4.6 Sechste Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung der Bodenplatte

Die letzte Folgemessung, welche in dieser Arbeit untersucht wird, fand nach der Fertigstellung der Bodenplatte statt. Dies entspricht der 21. Modellphase der numerischen Modellierung, wobei das letzte Ersatzfederpaar im 2D-Modell und das unterste Plattenelement im 3D-Modell aktiviert wurden. Mit Ende dieser Modellphase ist die gesamte numerische Berechnung abgeschlossen. Die Abbildungen 4.17 und 4.18 zeigen die endgültigen Deformationen an den numerischen Modellen.

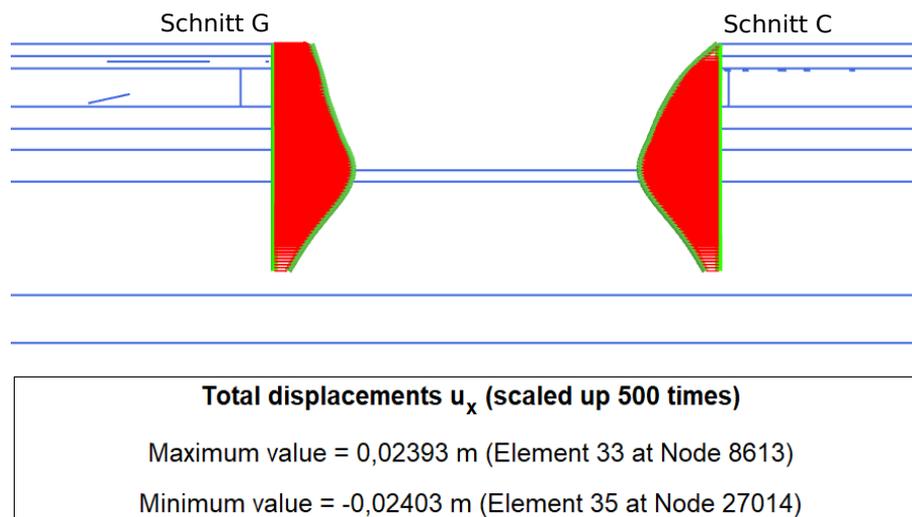


Abb. 4.17: Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der sechsten Folgemessung

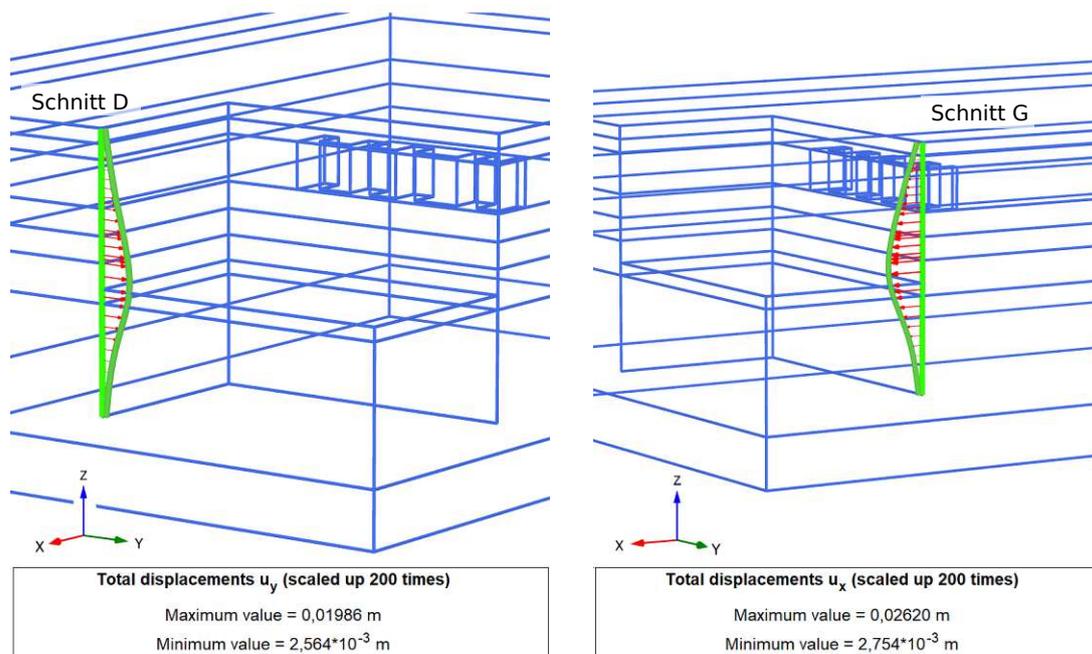


Abb. 4.18: Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der sechsten Folgemessung

Gegenüberstellung der Ergebnisse zum Zeitpunkt der sechsten Folgemessung

Die in Abbildung 4.19 ersichtlichen Vergleichsdiagramme dieser Bauphase zeigen keinen Zuwachs in den numerisch errechneten Schlitzwandverformungen. Diese weisen dieselben Verformungswerte wie am Ende der vorhergehenden Modellphase auf.

Bei den Messungen konnten jedoch Veränderungen hinsichtlich der Horizontalverformungen festgestellt werden. Im Bereich des Schnittes G ist eine Zunahme von 6 mm in der gemessenen Verformung festzustellen und der Höchstwert vergrößert sich auf 18 mm. Trotz diesem Verformungszuwachs bleibt eine wesentliche Abweichung zwischen den numerisch errechneten und den gemessenen Verformungsverläufen bestehen. Der maßgebende Maximalwert aus dem 3D-Modell beträgt wiederum 26 mm. Allerdings besteht eine gute qualitative Übereinstimmung zwischen der Verformungskurven des 3D-Modells und der Messung im oberen Schlitzwandbereich. Die 2D Berechnung liefert eine maximale Verformung, welche näher am tatsächlichen Wert liegt. Außerdem wird der Verlauf der Messkurve, mit Ausnahme des mittleren Wandbereichs, durch die 2D Verformungskurve gut approximiert.

Im Bereich des Schnittes C unterscheidet sich die gemessene Verformung kaum von der fünften Folgemessung und beträgt immer noch 12 mm. Die numerisch errechnete Verformungskurve bleibt ebenfalls unverändert mit einem Maximalwert von 24 mm. Somit bleibt der Verformungsunterschied zwischen der numerischen Lösung und der Messung bestehen.

Das Maximum des Verformungsverlaufs des 3D-Modells im Bereich des Schnittes D beträgt 19 mm und weicht somit wenig von den zu diesem Zeitpunkt gemessenen 16 mm ab. Im unteren Schlitzwandbereich ist eine bessere qualitative Übereinstimmung zwischen beiden abgebildeten Kurven festzustellen. Im Bereich der ersten drei Aussteifungsdeckel dagegen bestehen größere Abweichungen (siehe Abbildung 4.19).

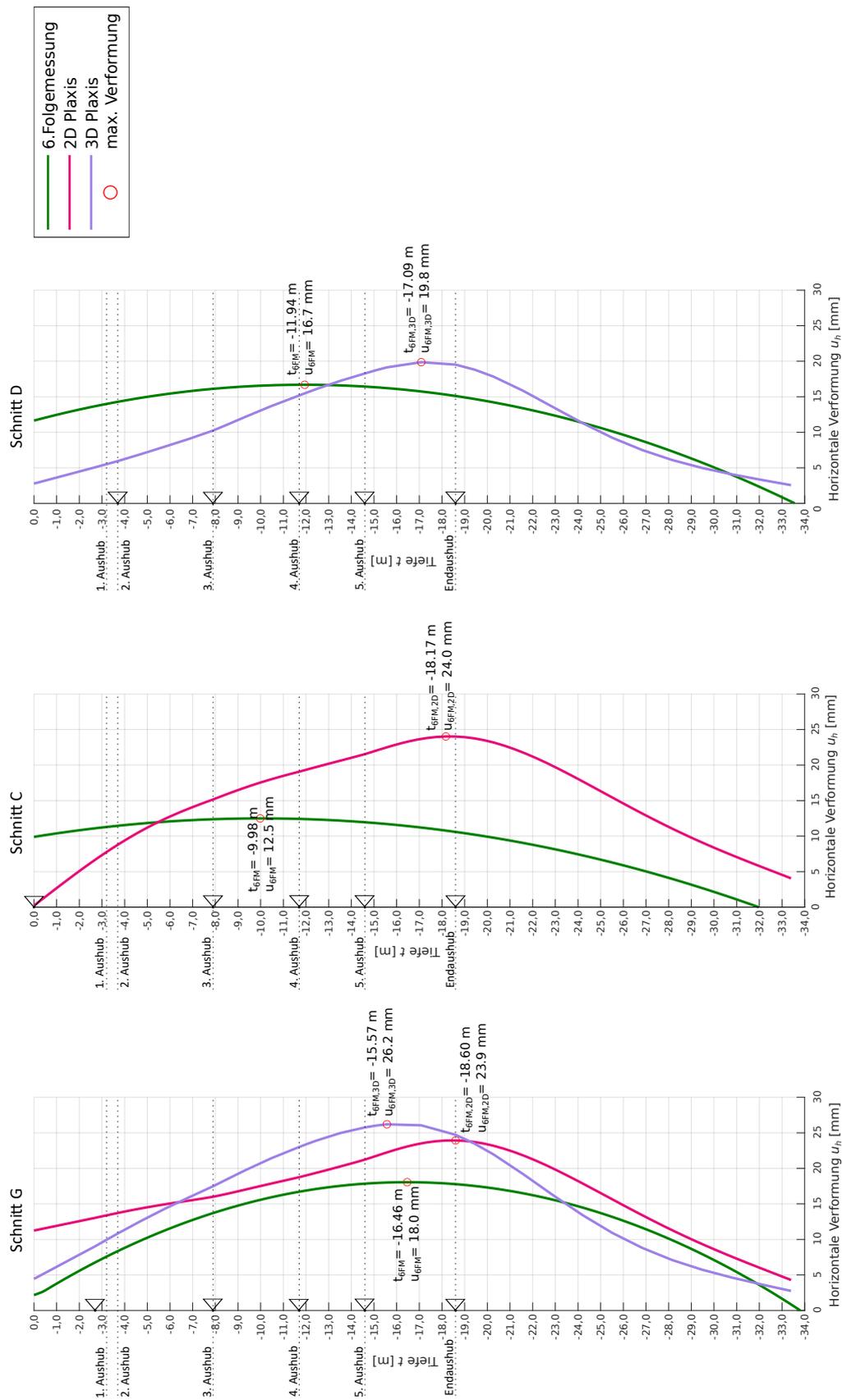


Abb. 4.19: Vergleichsdiagramme zur sechsten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung der Bodenplatte

Kapitel 5

Interpretation der Ergebnisse

Im vorhergehenden Kapitel wurden die numerisch errechneten Verformungswerte präsentiert. Um ihre Genauigkeit im Hinblick auf die tatsächlichen Schlitzwandverformungen evaluieren zu können, wurden diese den vorhandenen Inklinometermessdaten mittels Vergleichsdiagrammen gegenübergestellt. Es erfolgt nun eine Zusammenfassung und Interpretation der vorliegenden Vergleichsdiagramme, wobei etwaige Diskrepanzen zwischen Rechen- und Messwerten diskutiert werden.

5.1 Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse

5.1.1 Schnitt G

Sowohl das 2D- als auch das 3D-Modell beinhalten den Bereich des Schnittes G. Daher kann neben dem Vergleich mit den gemessenen Verformungen auch ein Vergleich der Ergebnisse beider numerischen Modelle erfolgen (siehe Abb. 4.4 bis 4.19). In der ersten Folgemessung besteht eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den berechneten Ergebnissen und der Inklinometermessung. Jedoch treten mit zunehmendem Baufortschritt teilweise größere Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen der numerischen Modellen und den Inklinometermessungen auf. Zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung (Endaushub teilweise hergestellt, vgl. Tab. 2.5) wird in diesem Schritt kein Verformungszuwachs im Vergleich zur vierten Folgemessung festgestellt, was wiederum den Schluss nahelegt, dass der Endaushub in diesem Schlitzwandbereich noch nicht ausgeführt wurde. Demgegenüber wurde dieser sowohl in den numerischen als auch in den analytischen Berechnungen berücksichtigt, weswegen sich bei den rechnerisch ermittelten Verformungen zu diesem Zeitpunkt die größten Unterschiede zwischen den gemessenen und den errechneten Verformungen ergeben. Das Vergleichsdiagramm zur sechsten Folgemessung zeigt in weiterer Folge eine signifikante Reduktion der Verformungsdifferenz zwischen Messung und numerischer Berechnung. Es kann dabei eine gute qualitative Übereinstimmung zwischen den Verformungskurven festgestellt werden. Im Allgemeinen weisen die Rechenergebnisse jedoch stets größere Verformungswerte auf, wobei die numerisch errechneten Verformungen ihren Maximalwert im Zuge der Berechnung schneller als die vorliegenden Messkurven erreichen. Zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung liegen auch analytische Berechnungsergebnisse der Schlitzwandverformung vor. Diese ergeben einen qualitativ ähnlichen Verlauf wie die numerischen Berechnungen, weichen jedoch hinsichtlich der Größe der Verformungen von diesen ab.

5.1.2 Schnitt C

Der Bereich des Schnittes C wurde im 2D-Modell erfasst. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung weisen ähnlich starke Abweichungen von den Messwerten wie die analytischen Ergebnisse des Erdruchdruckansatzes der fünften Folgemessung auf. Die Horizontalverformungen nehmen oft um den Faktor zwei überschätzten Verformungswerte an (siehe Abb. 4.4 bis 4.19). Darüber hinaus bestehen weitere Diskrepanzen zwischen den Tiefenniveaus, bei welchen

die maximalen Verformungen auftreten. Das Maximum der Messwerte tritt stets im oberen Wandbereich, zwischen dem dritten und vierten Stützhorizonten, auf. Demgegenüber zeigen die numerischen Berechnungsergebnisse meist ein Maximum nahe dem im Modell zuletzt aktivierten Aussteifungsdeckel. Allerdings besteht zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der numerisch ermittelten Verformungskurve und derjenigen, welche unter Einsatz des vollen Erdrudrucks analytisch berechnet wurde. Darüber hinaus liegen die aus dem 2D-Modell ermittelten 24 mm unterhalb dem maßgebenden, analytisch ermittelten Verformungswert von 27 mm, welcher sich unter Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks ergab. Im Hinblick darauf kann festgehalten werden, dass die Ergebnisse aus dem numerischen Modell innerhalb der Plausibilitäts Grenzen liegen. Dennoch sind große quantitative Unterschiede zwischen numerischen und tatsächlichen Ergebnissen vorhanden.

5.1.3 Schnitt D

Die Verformungsergebnisse im Bereich des Schnittes D wurden anhand des 3D-Modells ermittelt. Aus den Vergleichsdiagrammen wird ersichtlich, dass der numerisch ermittelte Verformungsverlauf und die Messkurve im oberen Schlitzwandbereich stets unterschiedlich waren (siehe Abb. 4.4 bis 4.19). Demgegenüber wird der untere Schlitzwandabschnitt sehr gut durch die numerische 3D Lösung approximiert. Des Weiteren sind quantitative Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Maximalverformungen wesentlich kleiner als in den Bereichen C und G. Im Vergleichsdiagramm zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung wird erkennbar, dass der numerisch ermittelte Maximalwert deutlich unterhalb des maßgebenden Verformungswerts der analytischen Berechnung liegt. Die maximal gemessene Verformung der Schlitzwand nach Fertigstellung der Bodenplatte wird durch die numerische Lösung dieser Bauphase ebenfalls gut approximiert. Es lässt sich zu diesem Bereich festhalten, dass das numerische Modell in diesem Bereich plausible Ergebnisse liefert, welche auch näher an den tatsächlichen Verformungen liegen als die analytische Lösung.

5.1.4 Diskussion

Es kann festgestellt werden, dass die gemessenen Schlitzwandverformungen in den untersuchten Schlitzwandabschnitten mit den Berechnungsergebnissen der numerischen Modelle meistens weniger gut übereinstimmen. Die errechneten Verformungen liegen, mit Ausnahme des Schnittes D, in derselben Größenordnung wie die analytisch ermittelten Verformungen. Im Allgemeinen ist dies nicht zu erwarten, da der Einsatz von analytischen Berechnungen mit umfangreicheren Vereinfachungen der realen Bausituation einhergeht. Außerdem basieren analytische Rechenmethoden auf einfachen Ansätzen, wie z.B. dem Mohr-Coulomb Versagenskriterium, welche das nichtlineare Verhalten des Bodens nicht abbilden können. Demgegenüber wurden den numerischen Modellen in der vorliegenden Arbeit höherwertige Materialgesetze – das HS und das HS small Modell – zugrunde gelegt. Wie bereits in Abschnitt 3.2 erläutert, wird unter ihrem Einsatz das nichtlineare Bodenverhalten und die Abhängigkeit der Steifigkeit von der Größe der auftretenden (Schub-)Verzerrungen berücksichtigt. Somit kann das Verformungsverhalten des Bodens und der mit diesem interagierenden Konstruktionselemente, wie beispielsweise Verbauwände, genauer approximiert werden. Aus diesen Gründen sollten die numerischen Modelle in der Lage sein Verformungsergebnisse zu liefern, welche näher an den Messwerten liegen.

5.2 Mögliche Gründe für die Verformungsabweichungen

Die numerisch ermittelten Verformungswerte stimmen nicht besser mit den Messdaten aus den Inklinometermessungen überein, als die analytisch berechneten Verformungen. Da allgemein davon ausgegangen werden kann, dass mittels numerischer Modelle bessere Verformungsprognosen möglich sind, als mit analytischen Modellen, werden nachfolgend mögliche Verbesserungen des numerischen Modells diskutiert.

5.2.1 Deckelsteifigkeiten

Eine mögliche Erklärung für die teilweise großen Unterschiede zwischen den gemessenen und numerisch ermittelten Verformungen sind die gewählten Deckelsteifigkeiten. Da keine genauen Daten zu der verwendeten Betongüte im Zuge der Herstellung der Aussteifungsdeckel vorliegen, wurde diese für die Erstellung der numerischen Modelle angenommen. Es ist daher möglich, dass die tatsächlich ausgeführten Aussteifungsdeckel eine andere Steifigkeit als die angenommene aufwiesen und somit einen günstigen Einfluss auf die Schlitzwandverformungen ausübten.

5.2.2 Modellvereinfachungen

Einen weiteren wesentlichen Einfluss auf die numerischen Verformungsergebnisse haben sämtliche Vereinfachungen der tatsächlichen Ausführungsvorgänge, welche im Zuge der Modellerstellung vorgenommen wurden. Dies betrifft die Erfassung der einzelnen Bauschritte und die durchgeführten Grundwasserabsenkungen.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 erläutert, wurden die Aushubvorgänge während der Ausführung nicht in einem Arbeitsschritt, sondern in mehreren Teilschritten durchgeführt. Bestimmend für die Reihenfolge der Teilaushübe war die Herstellungsabfolge der aussteifenden Elemente. Beispielsweise setzte die Ankerherstellung die Durchführung des ersten Aushubvorgangs voraus. Dieser wurde dementsprechend als erstes in den Bereichen, in welchen Anker geplant waren, durchgeführt. Somit wurde der Boden in den Bereichen der Schnitte C und D zum Zeitpunkt der Ankerherstellung bzw. Vorspannung nicht abgetragen. Im Gegensatz dazu umfasst dieser erster Aushub in den numerischen Modellen die gesamte Baugrubenfläche und wird innerhalb einer Modellphase abgeschlossen. Diese Herangehensweise bei der Modellerstellung wurde gewählt, weil keine genauen Angaben zu der räumlichen Ausdehnung der einzelnen Teilaushübe für die Modellerstellung vorlagen. Somit können größere Verformungsdiskrepanzen zu Zeitpunkten bestimmter Folgemessungen entstehen. Wie bereits erwähnt (siehe Abschnitt 3.3.2), ist dies bei der ersten und der sechsten Folgemessung der Fall, wobei die sechste Folgemessung vor der kompletten Herstellung des Endaushubs erfolgte.

Eine weitere Modellvereinfachung stellt die Modellierung der einzelnen Grundwasserabsenkungsvorgänge dar. Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 erläutert, wurde bei der Modellerstellung keine gekoppelte Strömungs- und Deformationsberechnung durchgeführt. Daher wurde die Grundwasserabsenkung in den einzelnen Bauphasen durch Definition eines neuen Grundwasserspiegels auf Höhe des geplanten Absenkungsziels innerhalb der Baugrube erfasst. An dieser Stelle soll angemerkt werden, dass die tatsächlichen Bauwasserstände während der Projektausführung für die Modellerstellung nicht vorlagen. Daher wurden den numerischen Modellen die in den Planungsunterlagen vorgeschlagenen Absenkziele zugrunde gelegt. Dies kann sich auf das allgemeine Verhalten des Boden-Bauwerks-Interaktionssystems auswirken und somit Einfluss auf die ermittelten Verformungsverläufe haben.

5.2.3 Bodenparameter

Eine weitere Erklärung für die unerwartet hohen Schlitzwandverformungen resultierend aus den numerischen Modellen, sind die gewählten Steifigkeitsparameter des Untergrunds. Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 erläutert, setzt die Anwendung der höherwertigen Stoffmodelle HS und HS small die Kenntnis über eine größere Anzahl an Bodenparametern voraus. Dabei sind die Steifigkeiten E_{50}^{ref} , $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, G_0^{ref} , welche in Kapitel 3 näher erläutert wurden, von entscheidender Bedeutung. Da ihre labortechnische Ermittlung zeit- und kostenaufwendig sein kann, werden sie selten im Zuge bodenphysikalischer Untersuchungen ermittelt. Darüber hinaus werden sie für die Anwendung analytischer Rechenmethoden, welche immer noch bei der Berechnung von Baugruben weit verbreitet sind, nicht benötigt. Daher besteht aus praktischer Sicht oftmals kein Anreiz für ihre labortechnische Bestimmung.

Wie bereits in Abschnitt 3.3.2 ausgeführt, wurden die oben genannten Steifigkeitsparameter im Zuge des Erkundungsprogramms des gegenständlichen Projekts nicht ermittelt. Daher wurden für die Erstellung der numerischen Modelle die in [25] genannten Bodenparameter, angenommen. Ihre Eignung für die Erfassung der vor Ort herrschenden Bodeneigenschaften des untersuchten Bauprojekts kann somit in Frage gestellt werden. Um die Richtigkeit und den Einfluss der angenommenen Steifigkeitsparameter auf die errechneten Schlitzwandverformungen beurteilen zu können, werden diese um 25% erhöht und die numerische Berechnung neu durchgeführt. Dabei bleiben alle übrigen Bodenparameter unverändert. Tabelle 5.1 zeigt die nun eingesetzten Werte, wobei alle erhöhten Parameter in rot markiert sind.

Tab. 5.1: Parameter für die Anwendung des HS und HS small Modells für die erneute numerische Berechnung. Die in rot markierten Zahlen sind die um 25% erhöhten Steifigkeitsparameter.

Parameter	Einheit	Anschüttungen	Auböden	Kies	Schluff	Sand	Injektionskörper
Drainverhalten		drainiert	drainiert	drainiert	drainiert	drainiert	drainiert
γ_f	kN/m ³	20	20	20,5	20	20	23,5
γ_{sat}	kN/m ³	20,5	20,5	21,5	20	20	23,5
E_{50}^{ref}	kN/m ²	2.500	25.000	50.000	25.000	31.250	150.000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	2.500	25.000	50.000	31.250	31.250	150.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	7.500	75.000	150.000	62.500	78.125	450.000
m	–	0,6	0,65	0,5	0,8	0,65	0,5
c'	kN/m ²	0	5	0	5	0	20
φ'	°	27	25	35	25	30	35
ψ	°	0	0	5	0	0	5
ν_{ur}	–	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p_{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100	100
OCR	–	1	1	1	1	1	1
POP	kN/m ²	0	0	0	600	600	0
G_0^*	kN/m ²			187.500	78.125	97.656	562.500
$\gamma_{0,7}^*$	–			0,0001	0,0002	0,0002	0,0001

Zur Veranschaulichung der sich nun ergebenden Schlitzwandverformungen wird der Zeitpunkt der fünften Folgemessung herangezogen, für den auch analytische Berechnungsergebnisse vorliegen. Dabei wird eine neue Reihe an Vergleichsdiagramme zum Zeitpunkt des Endaushubs erstellt,

worin die neu ermittelten Verformungskurven den alten, sowie den tatsächlichen Messkurven gegenübergestellt werden. Des Weiteren werden die analytischen Verformungskurven ebenfalls mit den neu berechneten Ergebnissen verglichen.

Abbildung 5.1 zeigt die gegenübergestellten Verformungskurven der ursprünglichen und der neu durchgeführten numerischen Berechnung. Die neuen Verformungskurven sind darin strichliert abgebildet. Aus den Diagrammen wird ersichtlich, dass die Erhöhung der Steifigkeitsparameter einen deutlichen Einfluss auf die resultierenden Schlitzwandverformungen in allen drei Bereichen ausübt. Im Bereich des Schnittes G werden die Verformungen aus dem 3D-Modell um 4,5 mm reduziert, während diejenigen aus dem 2D-Modell um ca. 4 mm zurückgehen. Dies entspricht in beiden Fällen einer Verformungsreduktion von 17,3%. Im Falle des Schnittes C kann ebenfalls ein Abfall in den Verformungen des 2D-Modells um 4,5 mm, oder 18,75%, registriert werden. Im Bereich des Schnittes D ist die neu errechnete Maximalverformung um 3 mm geringer als der ursprüngliche Wert, was einer Verformungsabnahme um 15,8% entspricht. Im Allgemeinen weichen die neu errechneten Maximalverformungen immer noch von den tatsächlichen Messwerten ab. Allerdings sind diese Abweichungen wesentlich kleiner als die Verformungswerte der ersten numerischen Berechnung. Insbesondere sei an dieser Stelle der nun vernachlässigbar kleine Verformungsunterschied zwischen dem Inklinometermesswert und der numerisch ermittelten Maximalverformung hervorzuheben.

Die Verformungsdiagramme in Abbildung 5.2 stellen den Vergleich zwischen den analytisch erhaltenen und neu berechneten Lösungskurven dar. Dabei wird ersichtlich, dass die neuen Verformungskurven wesentlich unterhalb jener aus der analytischen Berechnung liegen. Im Bereich des Schnittes G beträgt nun der numerisch ermittelte, maßgebende Maximalwert der Verformung 21,45 mm und liegt somit unterhalb des analytischen Verformungswerts von 24 mm. Eine ähnliche Situation ist im Vergleichsdiagramm des Schnittes C zu beobachten. Dabei liegt die neu errechnete Maximalverformung mit 19,53 mm deutlich unterhalb des maßgebenden Verformungswerts von 27 mm für diesen Schlitzwandbereich. Im Diagramm des Schnittes D wird ersichtlich, dass die neu berechnete Maximalverformung von 16,19 mm der Schlitzwand weiterhin unterhalb des analytisch ermittelten Werts von 24 mm liegt.

Abschließend kann festgehalten werden, dass eine Erhöhung der Bodenparameter einen erheblichen Einfluss auf die numerisch ermittelten Schlitzwandverformungen hat. Dabei werden die Verformungen, welche mit den ursprünglich angenommenen Steifigkeitsparametern errechnet wurden, um ca. 17% reduziert. Dies deutet darauf hin, dass die Zuverlässigkeit der numerischen Berechnung stark von den im Modell angenommenen Werten der Steifigkeitsparameter abhängt. Darüber hinaus weisen die neu ermittelten Verformungen im Vergleich zu der ursprünglichen Berechnung kleinere quantitative Abweichungen von den tatsächlichen Messwerten auf. Dies lässt wiederum den Schluss zu, dass die in-situ vorherrschenden (Boden-)Verhältnisse steifer sind als diejenigen, welche in der vorherigen Modellbildung angenommen wurden. Allerdings weisen die neu errechneten Verformungskurven einen sehr ähnlichen qualitativen Verlauf wie diejenigen aus der ursprünglichen Berechnung auf. Um eine genauere Approximation der tatsächlichen Messwerte zu erzielen, müssten die tatsächlichen Steifigkeitsparameter des Bodens im Bereich des Projekts labortechnisch ermittelt werden.

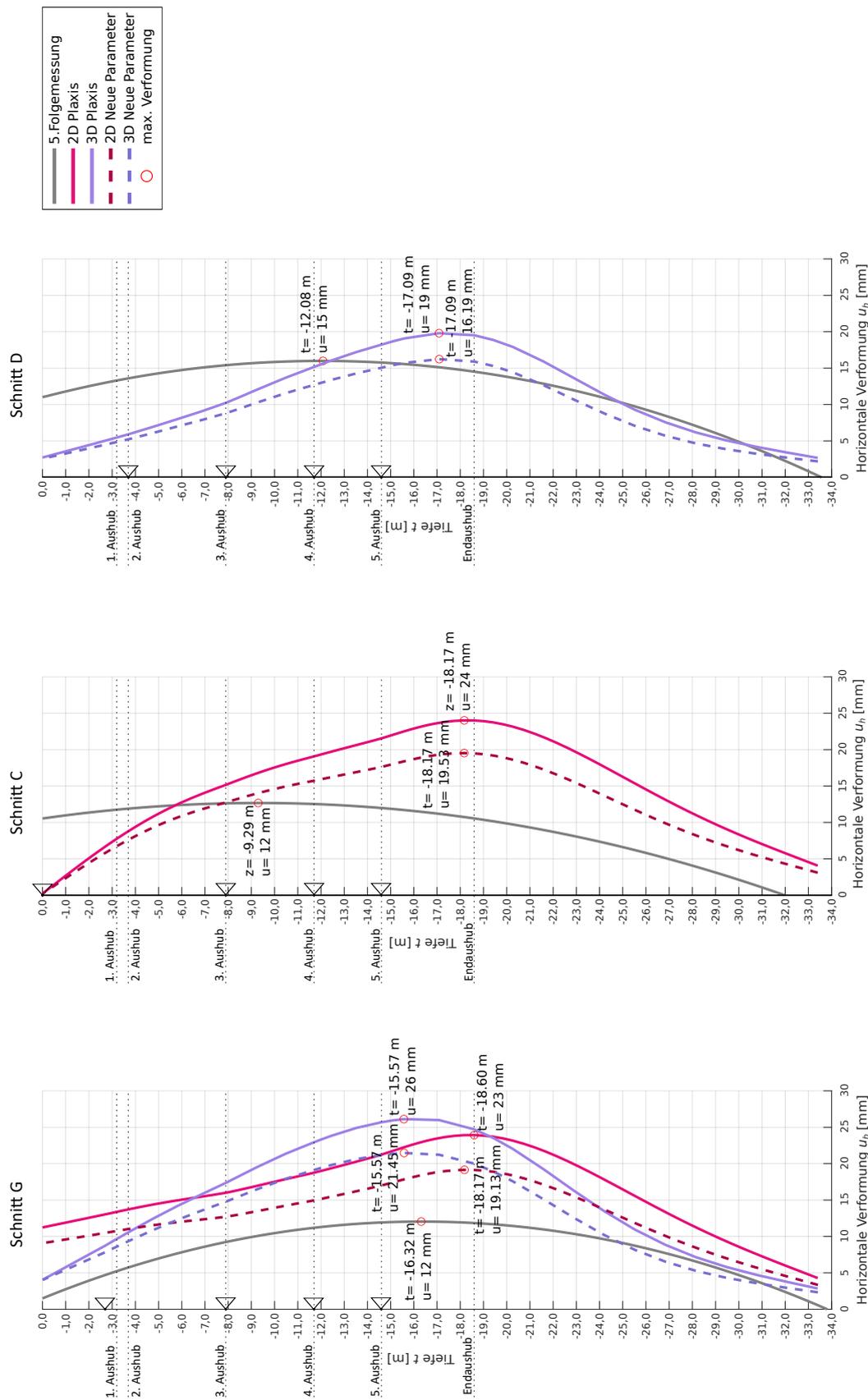


Abb. 5.1: Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung nach Erhöhung der Steifigkeitsparameter um 25%. Vergleich zwischen den Messungen und den numerisch ermittelten Verformungskurven

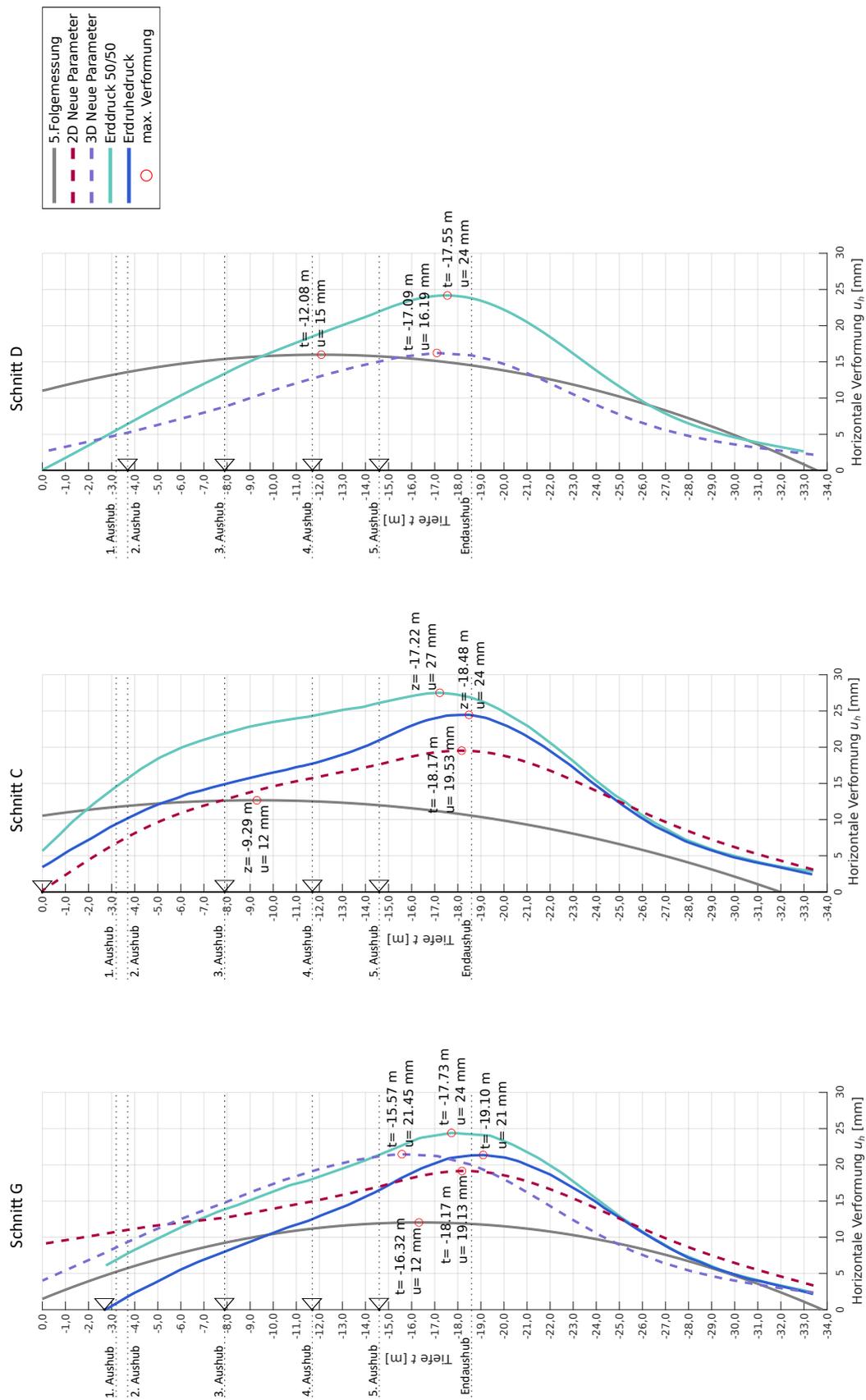


Abb. 5.2: Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung nach Erhöhung der Steifigkeitsparameter um 25%. Vergleich zwischen den analytisch und den numerisch ermittelten Verformungskurven

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

In der gegenständlichen Diplomarbeit wurde die numerische Modellierung einer 20 m tiefen Baugrube im 2. Wiener Gemeindebezirk durchgeführt. Dabei wurde anhand der vorhandenen Planungsunterlagen jeweils ein 2D- und ein 3D-Modell mit der FE-Software PLAXIS erstellt. Der Fokus der Modellierung lag auf der Ermittlung der Schlitzwandverformungen, welche sowohl mit dem 2D- als auch mit dem 3D-Modell ermittelt wurden. Anschließend wurden diese den Ergebnissen der im Zuge der Baugrubenherstellung durchgeführten Inklinometermessungen gegenübergestellt. Für den Zeitpunkt des Endaushubs konnte außerdem ein Vergleich mit den für diese Bauphase analytisch ermittelten Verformungswerten erfolgen. Das Ziel der Arbeit war die Abweichungen der Verbauwandverformungen, welche mit den numerischen Modellen (unter Ansatz von Literaturwerten für die Bodenparameter) ermittelt wurden, von den gemessenen Verformungswerten zu beurteilen. Des Weiteren wurden die Ergebnisse des 2D-Modells jenen des 3D-Modells gegenübergestellt um in weiterer Folge einen Vergleich zwischen den numerischen und den vorhandenen analytischen Berechnungsergebnissen herzustellen.

Für die Erstellung der numerischen Modelle war die Kenntnis über die in-situ Bodenformationen am Baufeld von besonderer Bedeutung. Die lokalen Untergrundverhältnisse wurden im Zuge eines umfangreichen Erkundungsprogramms dokumentiert. Mithilfe der gewonnenen Daten konnte ein Baugrundmodell erstellt werden. Dieses wurde sowohl den analytischen Berechnungen als auch den in dieser Arbeit erstellten numerischen Modellen zugrunde gelegt.

Da sich die Baugrube im innenstädtischen Bereich und in unmittelbarer Nähe an bebauten Flächen befand, musste ein besonders verformungsarmer Baugrubenverbau hergestellt werden. Dazu wurde eine tiefreichende Schlitzwand, welche mit Ankern und aussteifenden Decken gestützt wurde, ausgeführt. Der Aushub der Baugrube erfolgte in Deckelbauweise. Um die naheliegenden Nachbargebäude zu sichern, wurden Niederdruckinjektionen im Bereich der nichtbindigen Bodenschicht durchgeführt. Diese hatten das Ziel die Steifigkeit des Bodens zu erhöhen. Die für die Schlitzwandverformungen maßgebenden Warn-, Eingreif- und Grenzwerte wurden auf Basis der durchgeführten statischen Berechnung festgelegt. Zur Verformungsbeobachtung wurden Inklinometerrohre auf jeder Schlitzwandseite installiert und Verformungsmessungen während maßgebenden Bauphasen durchgeführt. Die Ergebnisse der Inklinometermessungen eins bis sechs bildeten die Basis sowohl für die Beurteilung der numerisch ermittelten Verbauwandverformungen als auch der zur Verfügung stehenden analytisch ermittelten Verformungen.

Die Erstellung der numerischen Modelle erfolgte mithilfe der Software PLAXIS, wobei die höherwertigen Stoffmodelle Hardening Soil und Hardening Soil with small strain stiffness (kurz HS und HS small) zur Modellierung des Bodenverhaltens verwendet wurden. Dadurch wird das nichtlineare Deformationsverhalten des Bodens, sowie die Verzerrungsabhängigkeit seiner Steifigkeit berücksichtigt und eine realitätsnahe Erfassung der Boden-Bauwerk-Interaktion ermöglicht. Allerdings verlangt die Anwendung des HS und des HS small Modells die Kenntnis über zusätzliche Steifigkeitsparameter, welche im Zuge der vorhandenen bodenphysikalischen Untersuchungen nicht ermittelt wurden. Daher wurden diese Parameter mithilfe von Literaturwerten abgeschätzt.

Für die Modellierung der hergestellten Niederdruckinjektionskörper mussten ebenfalls Annahmen zu den erforderlichen Steifigkeitsparametern getroffen werden.

Die Modellgeometrien wurden derart gewählt, dass maßgebliche Konstruktionselemente (bspw. Anker, Aussteifungsdeckel) und eine vorhandene Bebauung berücksichtigt werden konnte. Die Durchführung der numerischen Berechnung in Plaxis setzt die Definition von Berechnungsphasen (Modellphasen) voraus, während welcher etwaige Aushubvorgänge und Grundwasserabsenkungen innerhalb der Baugrube erfasst werden konnten. Da für die Modellerstellung keine genauen Daten zu der Güte des verwendeten Betons für die Aussteifungsdeckel vorlagen, wurde diese angenommen. Eine weitere Annahme wurde bei der Definition der einzelnen Aushubvorgängen getroffen, da für die Erstellung dieser Arbeit keine Informationen zu dem genauen Bauablauf zur Verfügung standen.

Nach abgeschlossener Modellbildung wurde die numerische Berechnung durchgeführt und die Verformungsergebnisse der Schlitzwand ausgewertet. Durch Erstellung von Vergleichsdiagrammen anhand der Software MATLAB konnten diese den gemessenen Verformungswerten gegenübergestellt werden. Wie bereits erwähnt, wurden dazu sechs Inklinometerfolgemessungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten herangezogen. Die numerisch ermittelten Schlitzwandverformungen wurden zu denselben Zeitpunkten evaluiert. Da analytisch errechnete Verformungsdaten zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung vorhanden waren, wurden diese in den entsprechenden Vergleichsdiagramme inkludiert und den numerischen Verformungswerten ebenfalls gegenübergestellt.

Die betrachteten Vergleichsdiagramme zeigten, dass die numerisch erhaltenen Verformungskurven hohe Abweichungen von den tatsächlich vorhandenen Messdaten aufwiesen. Allerdings konnte eine gute Übereinstimmung mit den vorhandenen, analytisch errechneten Schlitzwandverformungen der fünften Folgemessung festgestellt werden. Dies war dennoch kein zufriedenstellendes Ergebnis, da der Einsatz von numerischen Modellen unter Anwendung höherwertiger Materialgesetze, in der Regel eine genauere Nachbildung des Boden-Bauwerk-Systemverhaltens als konventionelle Rechenmethoden ermöglicht. Daher wurden mögliche Gründe für die auftretenden Verformungsabweichungen der numerischen Ergebnisse diskutiert. Diese umfassten die angenommenen Steifigkeiten der Aussteifungsdeckel, sowie vorgenommene Vereinfachungen an der realen Bausituation im Zuge der Modellerstellung (Aushub in einem Arbeitsschritt statt Teilaushub). Dazu wurde auch der Einfluss der angenommenen Steifigkeitsparameter für den Boden auf die errechneten Schlitzwandverformungen untersucht. Nach einer Erhöhung der Steifigkeitswerte um 25%, wurde die numerische Berechnung erneut durchgeführt. Demzufolge konnte eine deutliche Reduktion der ermittelten Schlitzwandverformungen festgestellt werden. Darüber hinaus konnte auch eine Abnahme in den Abweichungen von den gemessenen Verformungswerten beobachtet werden. Daraus lässt sich schließen, dass die in-situ Bodeneigenschaften günstiger als die angenommenen waren und eine genaue Ermittlung der tatsächlichen Steifigkeitsparameter zu einer besseren Approximation der realen Schlitzwandverformungen führen würde.

Um die numerische Modellierung der betrachteten Baugrube zu ermöglichen, wurden im Zuge der Modellbildung einige Annahmen getroffen. Durch die erneute Berechnungsdurchführung nach Erhöhung der Steifigkeitsparameter des Bodens wurde deutlich, dass diese einen wesentlichen Einfluss auf die Verbauwandverformungen ausüben. Um diesen exakt quantifizieren und eine klare Abhängigkeit des Verformungsverhaltens von Boden und Konstruktionselementen ableiten zu können, müssten die tatsächlichen Werte für die Steifigkeitsparameter E_{50}^{ref} , $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ labortechnisch ermittelt werden. Eine andere Möglichkeit für die Bestimmung dieser Parameter ist die Durchführung einer numerischen Optimierung. Dabei könnten die Parameterwerte ermittelt werden, für welche die numerische Simulation die Messkurven am besten approximiert wird. Des Weiteren könnten durch stadtweiten Initiativen Parameterdatenbanken geschaffen werden, worin

bereits abgeleitete und fachkundig verifizierte Steifigkeitswerte für bestimmte Böden angegeben werden.

Um den Einfluss der vorgenommenen Modellvereinfachungen genauer zu erforschen, könnte des Weiteren eine exaktere Modellierung der Grundwasserabsenkungsvorgänge gemacht werden. Dabei wäre von Interesse, in welchem Ausmaß die gleichzeitige Durchführung einer Strömungsanalyse eine Auswirkung auf die Schlitzwandverformungen hat. Darüber hinaus könnte das 3D Modell erweitert werden, um die gesamte Baugrube abzubilden und etwaige Einflüsse der Modellgröße auf die Schlitzwandverformungen festzustellen.

Literatur

- [1] 3P Geotechnik. „Erläuterungen zur statischen Berechnung - Detailstatik: Baugrubensicherung mit einer vertikalten und ausgesteiften Schlitzwand“. 2015.
- [2] 3P Geotechnik. „Geotechnischer Sicherheitsmanagementplan (GTSMP)“. 2017.
- [3] D. Adam, R. Markiewicz, G. Reiter-Höflinger, G. Bahr, H. Schellnegger, H. Czwik und W. Haupt. „Die 20 m tiefe Baugrube für das BG/BRG/BORG Lessinggasse mit Wohnsammelgarage in Wien - Herausforderung für Geotechnik und Spezialtiefbau“. 2019.
- [4] D. Adam. „Geotechnisches Gutachten zum Projekt BG/BRG/BORG Lessinggasse mit Wohnsammelgarage A-1020 Wien, Lessinggasse 14 / Volkertstraße“. 2015.
- [5] D. Adam. „Grundbau und Bodenmechanik - Studienunterlagen zur Vorlesung“. 2019.
- [6] T. Benz. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Bd. 5. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik Stuttgart, 2007.
- [7] T. Benz, R. Schwab und P. Vermeer. Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen. In: *Bautechnik* 84.11, 2007, S. 749–761.
- [8] Deutsche Bauzeitung. *Schwund im Untergrund*. <https://www.db-bauzeitung.de/bauen-im-bestand/schwachstellen-aus-bauschaeden-lernen/baugrund/#slider-intro-3>. [Online; Abgerufen am 12.05.2021].
- [9] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitskreis "Baugruben". *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben": EAB*. John Wiley & Sons, 2012.
- [10] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitskreis "Numerik in der Geotechnik". *Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik": EANG*. Ernst & Sohn, 2014.
- [11] *DIN 4126: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Okt. 2013.
- [12] Glötzl Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH. „GLÖTZL Baumeßtechnik - Horizontal-Neigungsmesser“. 2014.
- [13] B. Hardin und W. Black. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. In: *ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 95 (1969) SM6, 1531–1537, 1969.
- [14] B. O. Hardin und V. P. Drnevich. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. In: *Journal of Soil Mechanics & Foundations*, 1972.
- [15] M. Heinrich. „Zur Geologie der Wiener Weinrieden“. In: *Geotope – Dialog zwischen Stadt und Land, Heft 51, s. 85-90*. na, 2007.
- [16] A. Kainrath. *Injektionen im Lockergestein-Prüfverfahren für zementbasiertes Injektionsgut und injizierte Böden*. Diss. TU Wien, 2017.
- [17] D. Kolymbas und I. Herle. 1.5 Stoffgesetze für Böden. In: *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen* 1, 2008, S. 243.
- [18] A. Lächler. *Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden*. Diss. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2009.

- [19] ÖNORM B 4434:1993 01 01 - Erddruckberechnung. Wien: Österreichisches Normeninstitut, Juli 1993.
- [20] Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated. „Plaxis 2D Material Models: CONNECT Edition V20“. 2019.
- [21] Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated. „Plaxis 2D Reference Manual: CONNECT Edition V20“. 2019.
- [22] T. Schanz, P. Vermeer und P. Bonnier. The hardening soil model: formulation and verification. In: *Beyond 2000 in computational geotechnics*, 1999, S. 281–296.
- [23] H. Schweiger. „Results from the ERTC7 benchmark exercise“. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering, European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. 2006, S. 3–8.
- [24] Swiss Environment. „Verschiebungsmessung mit Inklinometer“. 2016.
- [25] F. Tschuchnigg und H. Schweiger. „Study of a complex deep foundation system using 3D finite element analysis“. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. AA Balkema, 2010, S. 679–684.
- [26] P.-A. Von Wolffersdorff. Wie soll die FEM in geotechnische Bemessungsvorschriften einfließen? In: *Anwendung der Finiten-Elemente-Methode im Grundbau*, 2008, S. 12–21.
- [27] Webseite Stadt Wien. *Baugrundkataster Wien*. <https://www.wien.gv.at/baugk/public/>. [Online; Abgerufen am 12.05.2021].
- [28] A. Weissenbach und A. Hettler. *Baugruben: Berechnungsverfahren*. 2nd ed.. Berlin: Ernst & Sohn, 2011.
- [29] K. J. Witt. *Grundbau-Taschenbuch: Teil 3 Gründungen und Geotechnische Bauwerke*. John Wiley & Sons, 2018.
- [30] P.-A. von Wolffersdorff und H. Schweiger. Numerische Verfahren in der Geotechnik. In: *GRUNDBAU-TASCHEBUCH: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, 2017, S. 633–719.
- [31] O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor und J. Z. Zhu. *The finite element method: its basis and fundamentals*. Elsevier, 2005.

Tabellenverzeichnis

2.1	Übersicht über die Bodenaufschlüsse	16
2.2	Zu den Homogenbereichen zugehörige Bodenkennwerte	20
2.3	Vergleich der Ergebnisse aus FE-Simulation, erhöhter aktiver Erddruck und Erdruhedruck, adaptiert aus [3]	31
2.4	Zusammenfassung der anhand der Statik definierten Warn-, Eingreif- und Grenzwerte wie sie im GTSMP zu finden waren [2]	35
2.5	Durchgeführte Inklinometermessungen während der Ausführung	40
3.1	Höhenkoten der Bodenschichten	54
3.2	Parameter für die Anwendung des HS Modells	55
3.3	Zusätzliche Parameter für die Anwendung des HS-small Modells	55
3.4	Bodenkennwerte der vergüteten Donaukiese	56
3.5	Parameter für die Anwendung des HS Modells	63
3.6	Höhenkoten der Deckelachsen	64
3.7	Aushubtiefen	65
3.8	Höhenkoten der Grundwasserabsenkziele	68
3.9	Übersicht über die Modellphasen im 2D und im 3D-Modell	76
3.10	Angaben zu den vom 3D-Modell erfassten Ankern	82
3.11	Tiefenangaben der im 3D-Modell erfassten Schlitzwandelemente	83
3.12	Längenangaben der Stützen im 3D-Modell	85
4.1	Die zu den Folgemessungen zugehörigen Modellphasen	94
5.1	Parameter für die Anwendung des HS und HS small Modells für die erneute numerische Berechnung. Die in rot markierten Zahlen sind die um 25% erhöhten Steifigkeitesparameter.	117

Abbildungsverzeichnis

2.1	Auszug aus dem Wiener Baugrundkataster [27], adaptiert	13
2.2	Geologische Karte der Stadt Wien [15]. Mit dem roten Kreis ist die Position des Bauvorhabens in der Leopoldstadt markiert.	14
2.3	Beispiel einer Kernbohrung: KB-1 – entnommen im Mai 2012, adaptiert aus [4]. .	15
2.4	Lage der Bodenaufschlüsse [4]	17
2.5	Baugrundmodell des anstehenden Untergrunds am Projektplatz	19
2.6	Grundriss des Neubaus mit den Baugrubensicherungsmaßnahmen	21
2.7	Schnitt 1-1	21
2.8	Manschettenrohrverfahren [8]	22
2.9	Links: Freigelegter Injektionskörper Rechts: Injektionskörperprobe [5]	22
2.10	Skizze der Schlitzwandelemente der Baugrubenumschließung	24
2.11	Auffüllinjektion: Skizze der über die Tiefe eingebrachten Suspensionsmengen und Fotodokumentation des Kieses vor und nach abgeschlossener Injektion [3]	25
2.12	Links: Deckel über UG 3, 4 und 5. Rechts: Deckel über UG 1 sowie 2 und Ankerasteilung	26
2.13	Die Baugrube mit vier bereits hergestellten Deckenhorizonten	26
2.14	Lage der Verpressanker	27
2.15	Die für die Grundwasserhaltungsmaßnahmen hergestellten Brunnenanlagen, adaptiert aus [3]	28
2.16	Umlagerungsfiguren der Erddruckeinwirkung für mehrfach gestützte Baugrubenwände [9]	29
2.17	Position der durchgeführten 2D-FE-Simulation [3]	30
2.18	Ergebnis der 2D Simulation und die gewählte Umlagerungsfigur [3]	30
2.19	Erdruchedruckverteilung laut [19]	31
2.20	Lage der am Schlitzwandkopf angeordneten geodätischen Messpunkte, adaptiert aus [2]	32
2.21	Lage der geodätischen Messpunkte an den Aussteifungsdeckeln, adaptiert aus [2] .	32
2.22	Lage der geodätischen Messpunkte für angrenzende und naheliegende Bestandsgebäude, adaptiert aus [2]	33
2.23	Lage der Ankerkraftmessdosen, adaptiert aus [2]	34
2.24	Austeilung der Berechnungsschnitte [1]	34
2.25	Ergebnisse für den Schnitt C für das Aushubniveau -3,6 mWN = -8,9 mBN [2] .	36
2.26	Aufbau eines Inklinometers [12]	37
2.27	Vertikal-Messung mittels eines Inklinometers [24]	38
2.28	Beispiel für mehrere Folgemessungen aufgenommenen Verformungsdaten des Inklinometers 31 (Schnitt C)	39
2.29	Lage der installierten Inklinometerrohre. Die Abbildung ist aus dem Konzept des GTSMMP adaptiert [2]	40
2.30	Darstellung der horizontalen Verformungskurven der ersten sechs Folgemessungen der Inklinometer 75, 31 und 53 welche sich in den Bereichen der Schnitte F, C und D befinden.	41

3.1	Hyperbolische Kurve [20]	45
3.2	Definition des E_{oed} -Moduls [20]	46
3.3	Deviatorische Fließfläche [22]	47
3.4	Darstellung der Fließflächen im p-q Raum [6]	47
3.5	Links: Fließflächen eines kohäsionslosen Bodens im Hauptspannungsraum. Rechts: Schnitt durch die Fließflächen im p-q Raum [6]	48
3.6	Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Scherdehnung in logarithmischer Dar- stellung [20]	48
3.7	Grundrissgeometrie, adaptiert aus [3]	51
3.8	Schnitt 2D, welcher als Grundlage für das zweidimensionale numerische Modell dient, adaptiert aus [3]	52
3.9	Empfohlene Modellabmessungen laut [10]. Darin ist b die Baugrubenbreite, a der Abstand zum Modellrand und h die Baugrubentiefe	53
3.10	Grafische Darstellung der Parameter OCR und POP [20]	56
3.11	Spannungs-Dehnungsdiagramm aus Triaxialversuchen an Injektionskörperproben mit mittlerem bis hohem Zementgehalt bei unterschiedlichen Seitenspannungen σ_3 [16]	59
3.12	Abhängigkeit der gesättigten Dichte des injizierten Bodenbereichs von dem ge- wählten W/Z-Wert des eingesetzten Injektionsguts	60
3.13	Zusammenhang zwischen dem gewählten W/Z-Wert des eingesetzten Injektionsguts und die erzielte Steifigkeit des injizierten Bodenbereichs	60
3.14	Im 2D-Modell enthaltene Strukturelemente	62
3.15	Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnitts G	66
3.16	Schematische Darstellung der Einwirkungen aus Gebäudelasten laut Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnittes C	67
3.17	Die verfügbaren FE-Typen in PLAXIS 2D. Links: 15-knotige Dreieckselementen, rechts: 6-knotige Dreieckselemente, adaptiert nach [21]	68
3.18	Das generierte 2D FE-Netz mit 15-knotigen Dreieckselementen	69
3.19	Definierte Grundwasserspiegel zur Berücksichtigung der Grundwasserabsenkung im Modell, markiert in rot	69
3.20	Modellphase 1 – Aktivierung der Gebäudelasten	73
3.21	Modellphase 2 – Aktivierte Niederdruckinjektionskörper in Rot markiert	73
3.22	Modellphase 3 – Aktivierte Schlitzwand inklusive Interface-Elemente	74
3.23	Modellphasen 4 bis 6 – Durchführung des ersten Aushubs, Einbau des Deckels über dem 1. UG (links), Herstellung und Vorspannung der Anker (rechts)	74
3.24	Modellphasen 7 bis 12 – Darstellung des Modells nach Einbau des Deckels über dem 3. UG	75
3.25	Modellphasen 13 bis 21 – Darstellung des Modells nach der letzten Modellphase (Einbau der Bodenplatte)	75
3.26	Der gewählte Ausschnitt der Baugrube für die 3D-Modellierung	77
3.27	Darstellung der im 3D-Modell enthaltenen Bereiche	78
3.28	Abmessungen des 3D-Modells im Grundriss	79
3.29	Das erstellte 3D-Modell (Ansicht von vorne)	80
3.30	Das erstellte 3D-Modell (Ansicht von hinten)	80
3.31	Die Schlitzwand und zugehörigen Interface-Elemente im 3D-Modell	81
3.32	Übersicht über Verankerungen, welche im Bereich des 3D-Modells liegen	81
3.33	Im 3D-Modell enthaltene Schlitzwandelemente	82
3.34	Stützen, die im 3D-Modell enthalten sind	85

3.35	Querschnittsangaben der modellierten Stützen. Angaben in [mm]	86
3.36	Grundrissabmessungen des modellierten Niederdruckinjektionskörpers	86
3.37	Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnitts F	87
3.38	Schematische Darstellung der Einwirkungen lt. Statik und die im numerischen Modell berücksichtigten Einwirkungen des Schnittes D	88
3.39	Die in PLAXIS 3D implementierten 10-knotigen Tetraederelemente	89
3.40	Das generierte 3D FE-Netz mit 10-knotigen Tetraederelementen	89
3.41	Grundwasserabsenkungen im 3D-Modell	90
3.42	Modellphase 1 – Aktivierung der Gebäudelasten des 3D-Modells	91
3.43	Modellphase 2 – Aktivierung des Niederdruckinjektionskörpers	91
3.44	Modellphase 4 bis 6 – Durchgeführter erster Aushub mit Aktivierung der (vorgespannten) Anker	92
3.45	Modellphase 7 bis 12 – Das 3D-Modell nach Einbau des Deckels über dem 3. UG	92
3.46	Modellphase 13 bis 21 – Das 3D-Modell nach Einbau der Bodenplatte	93
4.1	Lage der installierten Inklinometerrohre	95
4.2	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der ersten Folgemessung	96
4.3	Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der ersten Folgemessung	97
4.4	Vergleichsdiagramme zur ersten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach dem Vorspannen der Anker	98
4.5	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung	99
4.6	Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der zweiten Folgemessung	99
4.7	Vergleichsdiagramme zur zweiten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung des Deckels über dem dritten Untergeschoss	101
4.8	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung	102
4.9	Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der dritten Folgemessung	102
4.10	Vergleichsdiagramme zur dritten Folgemessung – nach Herstellung des Deckels über dem vierten Untergeschoss	104
4.11	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der vierten Folgemessung	105
4.12	Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der vierten Folgemessung	105
4.13	Vergleichsdiagramme zur vierten Folgemessung – nach Herstellung des Deckels über dem fünften Untergeschoss	107
4.14	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung	108
4.15	Schlitzwandverformungen im 3D-Modell zum Zeitpunkt der fünften Folgemessung	108
4.16	Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung – zum Zeitpunkt des Endaushubs	110
4.17	Schlitzwandverformung im 2D-Modell zum Zeitpunkt der sechsten Folgemessung	111
4.18	Schlitzwandverformung im 3D-Modell zum Zeitpunkt der sechsten Folgemessung	111
4.19	Vergleichsdiagramme zur sechsten Folgemessung – zum Zeitpunkt nach Herstellung der Bodenplatte	113
5.1	Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung nach Erhöhung der Steifigkeitsparameter um 25%. Vergleich zwischen den Messungen und den numerisch ermittelten Verformungskurven	119
5.2	Vergleichsdiagramme zur fünften Folgemessung nach Erhöhung der Steifigkeitsparameter um 25%. Vergleich zwischen den analytisch und den numerisch ermittelten Verformungskurven	120