

Conrad Boley
 Florian Unold
 Karl Morgen
 Otto Wurzer

Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion: Ein Fundament der geotechnischen Entwurfspraxis

Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit den Ursachen und Auswirkungen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Welche Möglichkeiten es gibt, die Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk zu berücksichtigen, bzw. welche Folgen es haben kann, wenn sie vernachlässigt wird, soll anhand einiger Beispiele aus der Baupraxis verdeutlicht werden.

Modelling of the Soil-Structure-Interaction: The Basis for Geotechnical Design Practice

This article reviews the causes and the effects of the interaction between soil and structure. The possible ways to deal with this interaction, respectively what will happen if it is neglected, will be demonstrated with some practical examples.

1 Einleitung

Die Nichtberücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk führt entweder zur Überdimensionierung und damit zu unwirtschaftlicher Bauweise des Bauwerks oder beispielsweise wegen unberücksichtigter Lastumlagerungen im Tragwerk zu Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit bzw. der Standsicherheit. Schadensursachen sind dabei nicht die absoluten Beträge der sich einstellenden Verschiebungen bzw. Setzungen, sondern vielmehr die sich ergebenden Relativverschiebungen bzw. Setzungsdifferenzen [1].

Die Art und Weise, wie an das Problem der Baugrund-Tragwerk-Interaktion herangegangen wird, hat sich dabei im Laufe der letzten Jahre gewandelt. Beschränkte sich die klassische Betrachtungsweise zunächst noch auf die vertikalen Übergangsbedingungen zwischen Gründung und Baugrund, so wird in jüngerer Zeit der Begriff der Wechselwirkung immer mehr verallgemeinert verstanden als eine Wechselwirkung zwischen beliebigen Bauteilen und Boden [2]. Der Begriff der Wechselwirkung umfaßt dabei mehr als nur den reinen Vorgang der Lasteintragung aus dem Bauwerk, der zu einer Änderung des Spannungszustandes im Boden führt, der sich versucht durch Verformung dieser Belastung zu entziehen und damit gegebenenfalls eine Veränderung der Lasteintragung hervorruft. Vielmehr ist mit der gegenseitigen Beeinflussung in der Regel auch eine Veränderung der Materialeigenschaften sowohl des Bauwerks bzw. Bauteils als auch des Bodens selbst verbunden, womit natürlich wiederum Veränderungen von Spannungs- und Verformungszustand einhergehen. So kann beispielsweise neben der Art des Bauwerks (Steifigkeit, Grad der statischen Bestimm-

heit, etc.) ebenfalls dessen Zustand (Zustand I oder II) sowie dessen Alter (Kriechvorgänge, Festigkeitsänderung, etc.) von Bedeutung sein, da hierdurch Lastumlagerungsvorgänge beeinflusst werden.

Es wird deutlich, von welcher großen Bedeutung die Art des Baustoffs des Tragwerks ist. So kann beispielsweise bei Stahlbetonbauwerken die Breite von Rissen, die sich infolge von Lastumlagerungsvorgängen einstellen, durch die Anordnung einer Mindestbewehrung beschränkt werden [1]. Mauerwerkswände reagieren dagegen aufgrund ihrer anisotropen Struktur wesentlich empfindlicher auf ungleichmäßige Setzungen, so daß derartige Tragwerkskonstruktionen einer genaueren Untersuchung hinsichtlich der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bedürfen [3], [4].

Auf der anderen Seite ist der Boden selbst ein in hohem Maße inhomogenes, anisotropes Medium, über dessen Materialverhalten durch die Baugrunderkundung bestenfalls stichprobenhafte Informationen gewonnen werden können. Seine mathematische Beschreibbarkeit wird darüber hinaus nicht nur durch seine zum Teil komplizierten Materialeigenschaften (z. B. Visko-Plastizität) zusätzlich erschwert, sondern vor allem auch dadurch, daß sich sein Phasenverhältnis aus Feststoff, Porenflüssigkeit und Luft (Mehrphasensystem Boden [5]) und damit seine Verformungseigenschaften durch die Interaktion mit dem Bauteil ändern kann (zeitvariante Änderung der Materialeigenschaften durch Konsolidierungs- und Kriechvorgänge [1]). Die durch die Baugrund-Tragwerk-Interaktion hervorgerufenen Veränderungen der Lagerungsbedingungen können dabei die Systemsteifigkeit des Bauteils bis hin zum Systemwechsel beeinflussen [6]. All diese beschriebenen Beeinflussungen und Veränderungen laufen bereits während der Bauphase ab und müssen daher bereits in diesem Stadium Berücksichtigung finden. Natürlich ist nicht in jedem Fall eine derart umfassende Betrachtung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion erforderlich, vielmehr muß für den Einzelfall entschieden werden, welches Verfahren für die Berechnung geeignet ist.

In der praktischen Anwendung erfolgt häufig eine getrennte Untersuchung von Bauwerk und Baugrund, die jeweils für sich durch Vereinfachungen und Idealisierungen einer Berechnung zugänglich gemacht werden [7]. Erst bei der Betrachtung der Spannungen und Verformungen in der Kontaktfläche zwischen Boden und Bauwerk wird der sich in der Realität ergebenden gegenseitigen Beeinflussung Rechnung getragen. Die Entscheidung darüber, in-

wieweit es erforderlich ist, es bei einer getrennten Betrachtung der Teilsysteme Baugrund und Tragwerk zu belassen oder ob zur Untersuchung der Interaktion die Kopplung der Teilsysteme erforderlich ist bzw. die Untersuchung am Gesamtsystem erfolgen muß, ist in Abhängigkeit von den Eigenschaften des Bauwerks (Komplexität der Geometrie, Steifigkeit, Setzungsempfindlichkeit, Material), der Art des Baugrundes (Homogenität, Bodenart bzw. Steifigkeit, Schichtenverlauf), des Grades und der Güte der vorliegenden Informationen bzw. der Anforderungen an das Ergebnis sowie der Bedeutung des Bauwerks zu treffen.

Die einfachste Möglichkeit zur Ermittlung der Bodenreaktion auf eine Belastung durch eine Flachgründung stellt das Spannungstrapezverfahren dar, bei dem eine lineare Spannungsverteilung angesetzt wird. Die Schnittgrößenermittlung des Überbaus erfolgt dabei jedoch ohne Berücksichtigung der Baugrundverschiebung unter Annahme einer starren Lagerung. Eine wirkliche Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauteil ist deshalb mit Hilfe dieses Verfahrens nicht möglich. Beim Bettungsmodulverfahren wird der Boden durch nicht gekoppelte Federn mit in der Regel linearer Charakteristik ersetzt. Es handelt sich also um eine statisch unbestimmte Interaktionsberechnung, mit Hilfe derer die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauteil berücksichtigt werden kann. Der Bettungsmodul k_s ist dabei die Federkonstante und nicht mit einer Bodenkonstanten zu verwechseln, da k_s neben dem Verformungsverhalten des Bodens unter anderem auch von der betrachteten Lastflächengröße abhängig ist. Beim Steifemodulverfahren wird die Formänderung des Baugrundes über den Steifemodul E_s berücksichtigt. Anschaulich vorstellbar ist auch hier die Lagerung des Bauteils auf Federn, die jedoch über den elastisch isotropen Halbraum (Halbraumtheorie) miteinander gekoppelt sind.

Ist aufgrund der Komplexität der Geometrie oder der Steifigkeitsverhältnisse des Bauteils oder aufgrund komplizierter Verformungseigenschaften des Bodens eine Vereinfachung des Systems nicht mehr in dem Maße möglich, daß eine Berechnung mit Hilfe des Bettungsmodul- bzw. Steifemodulverfahrens sinnvoll ist, empfiehlt sich die Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM), bei der über höherwertigere Stoffgesetze der Zusammenhang zwischen Spannungs- und Dehnungsänderungen unmittelbar in die Berechnung eingeführt wird und damit eine Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Bauteil und Boden gegeben ist.

Anhand einiger ausgesuchter Projekte soll im weiteren gezeigt werden, wie das Verhalten des Baugrundes bei der Untersuchung der Wechselwirkung mit dem Bauwerk zufriedenstellend genau berücksichtigt werden kann bzw. welche Auswirkungen und Risiken Fehleinschätzungen oder die Vernachlässigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion mit sich bringen können.

2 Die Wahl des Bettungsmoduls

Herkömmliche, konventionelle Berechnungsansätze zur Bestimmung der Feldmomente auf die Baugrubenwand und der erforderlichen Ankerkräfte liefern insbesondere bei tiefen Baugruben mit hohen Grundwasserständen aus

heutiger Sicht nicht mehr zufriedenstellende Ergebnisse, da die wirklichen Wandbewegungen nicht berücksichtigt werden und damit falsche Lasteinwirkungen in die Berechnung einfließen. Der Ansatz einer elastischen Bettung im Einbindebereich kann dabei als erster Schritt angesehen werden, um die Interaktion zwischen Wand und Boden zu berücksichtigen (Bild 1). Das Bettungsmodulverfahren bietet die Möglichkeit, die Systemrandbedingungen wie z. B. die Höhe der Ankerlage auf einfache Weise systematisch variieren und somit optimieren zu können. Numerische Berechnungen dagegen erfordern hierfür in der Regel die Neugenerierung des kompletten Netzes und dadurch zum Teil einen deutlich größeren Zeitaufwand. Die Festlegung des Bettungsmoduls hat entscheidenden Einfluß auf die Berechnungsergebnisse, so daß hier durch fehlerhafte Berechnungsannahmen zu geringe Feldmomente und erforderliche Ankerkräfte ermittelt werden. Tabellenwerte des Bettungsmoduls k_s , die nur von der Bodenart abhängig sind, sind ungeeignet, da es sich beim Bettungsmodul, wie bereits beschrieben, nicht um einen Bodenkennwert handelt. Die Berechnung von k_s aus dem Plattendruckversuch dient der Beurteilung der Tragfähigkeit des Bodens unter Straßen- und Flugplatzdecken und ist damit für andere bauliche Maßnahmen ebenfalls ungeeignet. Zutreffendere Ergebnisse können durch Ableitung des Bettungsmoduls aus dem Steifemodul E_s erzielt werden.

Bei dem hier vorgestellten Beispiel der Baugrube für den Umbau und die Erweiterung der Staatsoper Hamburg (Bild 1) handelt es sich um eine Baugrube mit einer Fläche von 70 m × 50 m und einer maximalen Tiefe von 13 m. Im Bereich der Baugrube besteht der Baugrund unterhalb der Auffüllung aus einer 6 – 8 m dicken Schicht aus Geschiebemergel, darunter folgen Fein- und Mittelsande. Der freie Grundwasserstand befindet sich knapp oberhalb des Geschiebemergels. Das Grundwasser unterhalb des Geschiebemergels ist gespannt. Zur Sicherstellung der Auftriebssicherheit der Baugrube wurde eine Entspannungswasserhaltung betrieben. Wegen der teilweise unmittelbar angrenzenden, mehr als 100 Jahre alten Bebauung mußten

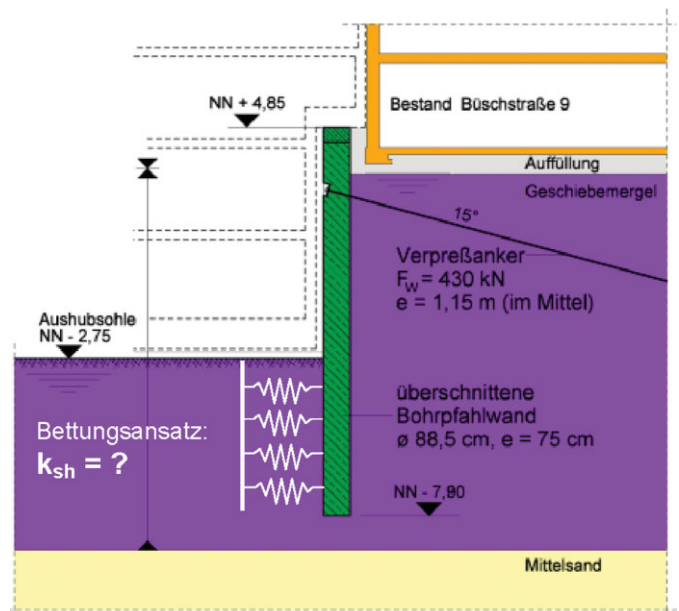


Bild 1. Schnitt durch die Baugrube

Fig. 1. Section through the excavation pit

die Verbauwandverformungen der Baugrube klein gehalten werden. Der möglichst präzisen Prognose der Verbauwandverformungen kam daher besondere Bedeutung zu.

In der Vergangenheit hat sich gezeigt, daß gerade bei tiefen Baugruben mit hohem Grundwasserstand herkömmliche Verfahren zur Dimensionierung des Baugrubenverbau mitunter zu einer Überschätzung des Tragverhaltens führen können [8], [9], [10]. Der Grund hierfür liegt in der Annahme eines Bewegungsmechanismus des Verbausystems im Einspannungsbereich, der sich so aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse von Boden und Wand in der Realität nicht bzw. nur bedingt einstellt. Daneben kommt es zu Verschiebungen des rechnerischen Fußpunktes, die rechnerisch unberücksichtigt bleiben. Die Berechnungen wurden aus diesem Grund mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens durchgeführt. Der angesetzte Bettungsmodul mußte dabei die Wegabhängigkeit der Horizontalspannung im Erdwiderstandsbereich zutreffend abbilden, da zu hoch abgeschätzte Bettungsmoduli zu einer Unterschätzung der Ankerkräfte und Feldmomente auf die Wand führen [11].

Im vorliegenden Fall wurde zur Bestimmung des Bettungsmoduls eine Vorlaufberechnung des Baugrubenverbau mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Aus den ermittelten horizontalen Normalspannungen σ_h und den Verformungen u_h konnte so der Bettungsmodul k_{sh} abgeleitet werden. Weitere Einflußfaktoren wie Bodenart (Scherfestigkeit und Steifemodul) und Grundwasserstand wurden im Rahmen von Variationsberechnungen abgeschätzt. Für verschiedene Böden konnten so unter Berücksichtigung von Grundwasserstand, Ankerlänge und Einbindetiefe der Bohrpfahlwand sowohl der Bettungsmodul längs der Einbindestrecke als auch das Moment auf die Wand ermittelt werden. Die mit Hilfe der FE-Berechnung ermittelten Bettungsmoduli für eine 10 m tiefe Baugrube bei einer Einbindetiefe der Bohrpfahlwand von 6 m lagen dabei zwischen 3 und 11 MN/m³.

Es zeigte sich hierbei, daß die Höhe des Grundwasserstandes wesentlichen Einfluß auf die Größe des Bettungsmoduls hat, da bei hohem Grundwasserstand in der Regel nur eine geringe Einspannwirkung im Baugrund erzielt werden kann [11]. Bei Vergleichsrechnungen mit hohem Grundwasserstand ergaben sich Bettungsmoduli, die nur etwa halb so groß sind wie die entsprechenden Bettungsmoduli oberhalb des Grundwassers. Der Bettungsmodul wird mit zunehmender Tiefe der Baugrube kleiner. Ein höherer Reibungswinkel des Bodens führt dagegen zu größeren Bettungsmoduli. Bei nichtbindigen Böden steigt der Bettungsmodul im oberen Bereich der Einbindestrecke zunächst linear an und fällt dann bis zum Fußpunkt überlinear ab. Bei kohäsiven Böden können unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle bereits Horizontalverschiebungen aufgenommen werden. In vielen Fällen ist hier der Ansatz eines konstanten Bettungsmoduls über die Tiefe zutreffend [2].

Es zeigte sich in der Vergangenheit, daß der Bettungsmodul, wird er rein aus dem Steifemodul abgeleitet, bei der Berechnung vielfach zu hoch angenommen wurde. Welche Auswirkungen es für die praktische Anwendung haben kann, wenn der Bettungsmodul zu hoch abgeschätzt wird, zeigt Bild 2. Hier wurde das auf die Wand wirkende Moment einmal für den aus der FE-Berechnung

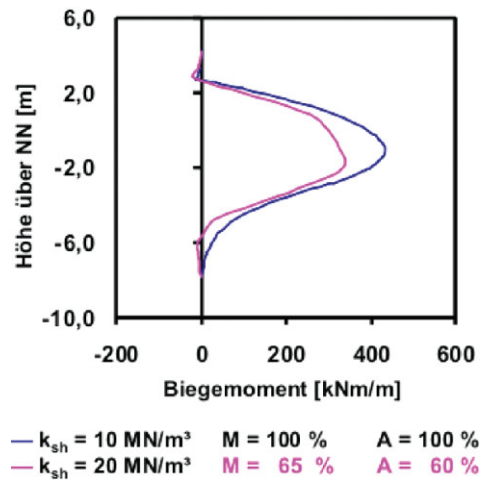


Bild 2. Abhängigkeit des Biegemoments und der Ankerkraft vom Bettungsmodul, M = Biegemoment, A = Ankerkraft
Fig. 2. Dependence of the bending moment and the anchor force from the bedding modulus, M = bending moment, A = anchor force

abgeleiteten Bettungsmodul $k_{sh} = 10 \text{ MN/m}^3$ sowie für einen Wert von $k_{sh} = 20 \text{ MN/m}^3$ ermittelt. Die plastischen Verformungen des Bodens betragen zwischen 15 und 30% der Gesamtverformung und wurden bei der Ermittlung des Bettungsmoduls berücksichtigt. Die Ergebnisse der beiden Berechnungen aus Bild 2 zeigen, daß die Verdoppelung des Bettungsmoduls zu einer Reduzierung der rechnerischen Beanspruchung der Ankerkraft A auf rund 60% führt. Der Maximalwert des Feldmomentes in der Wand sinkt auf 65%. Die Fehleinschätzung bei der Wahl des Bettungsmoduls könnte also in diesem Fall infolge Ausschöpfung der Sicherheitsreserven zum Verlust der Standicherheit des Baugrubenverbau führen.

3 Zweidimensionale Umsetzung des Bettungsmodulverfahrens

Wie das ursprünglich für den eindimensionalen Fall entwickelte Bettungsmodulverfahren auch an räumlichen Bauwerksmodellen angewendet werden kann, soll das folgende Beispiel der Untersuchung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Ausführungsplanung eines Straßentunnels zeigen.

Das vorgestellte Tunnelprojekt ist Teil des Ausbaus des Mittleren Rings im Münchener Osten. Die gesamte geplante Tunnelstrecke besitzt eine Länge von rund 2 km. Der Haupttunnel mit einer Länge von rund 1,5 km besteht aus zwei getrennten Röhren mit bis zu fünf Fahrspuren (Bild 3). Außerdem umfaßt die Planung einen weiteren Seitentunnel mit einer Länge von rund 420 m. Das aufwendige Kreuzungsbauwerk am Schnittpunkt von Haupt- und Seitentunnel ist in Bild 4 dargestellt. Der gesamte Tunnel wird in Deckelbauweise erstellt. Die seitlichen Tunnelwandungen werden als Bohrpfahlwände ausgeführt. Der Aushub erfolgt nach Fertigstellung der gesamten Tunneldecke (Cut-and-Cover-Bauweise). Aufgrund der angrenzenden oberflächigen Fahrbahnen sowie der teilweise sehr dichten bestehenden Bebauung müssen die horizontalen rechnerischen Verformungen der Tunnelwand, die zugleich als Baugrubenwand dient, auf 5 mm

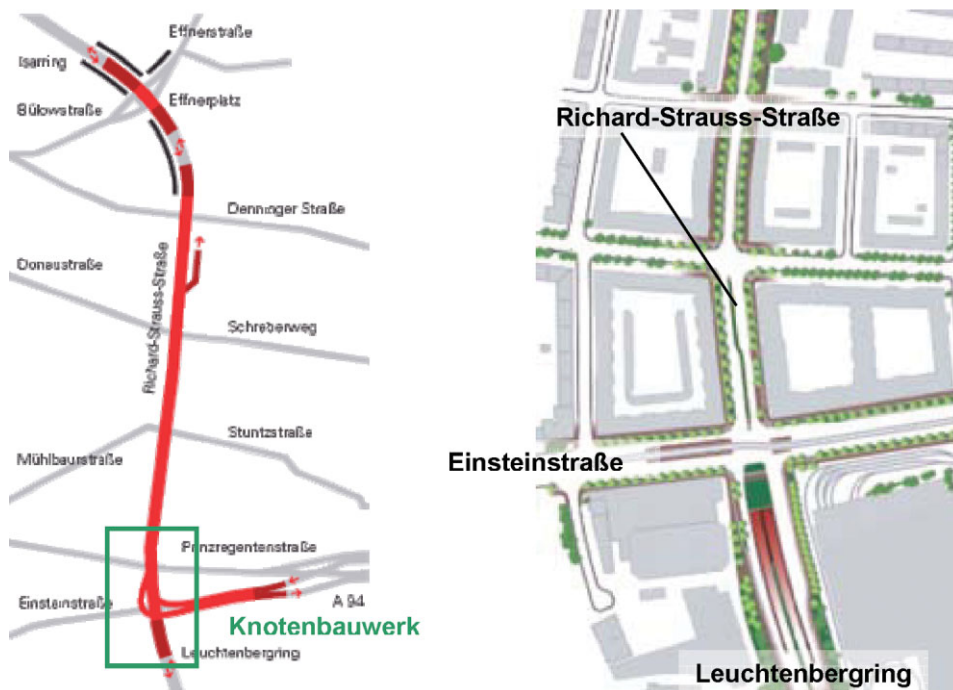


Bild 3. Tunnelverlauf, rechts Detailausschnitt des Kreuzungsbauwerks nach [12]

Fig. 3. Route of the tunnel, right: detail of the tunnel exit

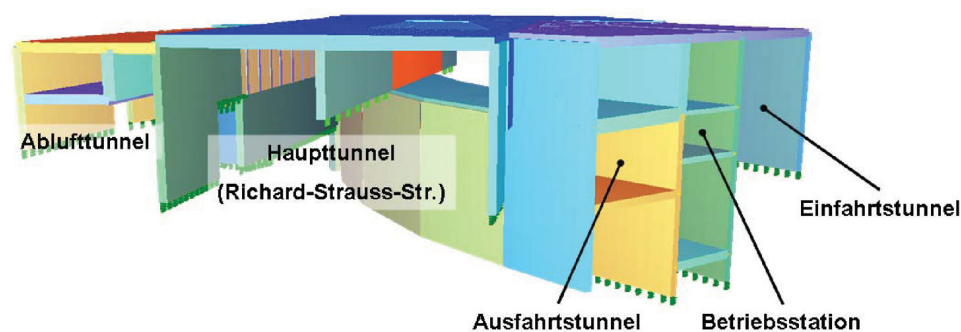


Bild 4. Kreuzungsbauwerk aus Blickrichtung Leuchtenbergring

Fig. 4. Tunnel exit as seen from Leuchtenbergring

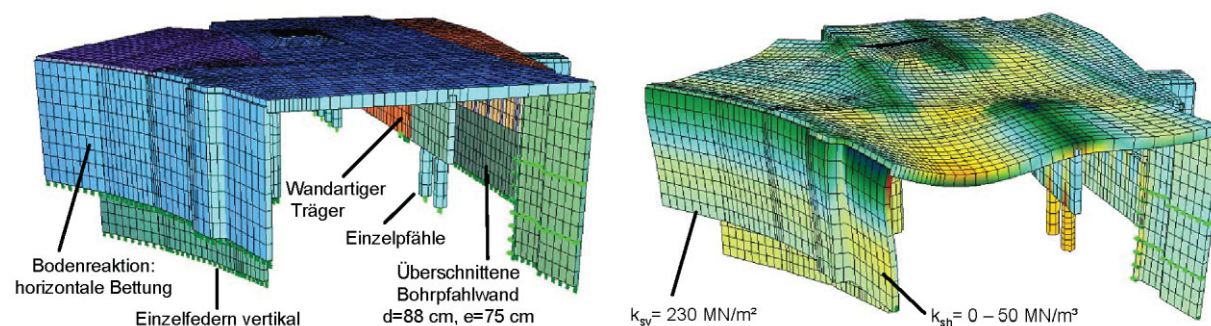


Bild 5. Kreuzungsbauwerk: links: statisches System mit FE-Netz; rechts: verformtes FE-Netz mit für die Berechnung angesetzten Bettungsmoduli, beides mit Blickrichtung zur Ausfahrt Leuchtenbergring

Fig. 5. Tunnel exit; left: static system with FE-grid; right: deformed FE-grid with the bedding modulus for the calculation, both as seen in the direction to the tunnel exit Leuchtenbergring

begrenzt werden. Das Kreuzungsbauwerk selbst wurde als FE-System modelliert und berechnet. Das Verhalten des Bodens wurde durch lineare, nicht gekoppelte Federn simuliert. Die für die FE-Berechnung angesetzte horizontale und vertikale Bettungsbedingung ist in Bild 5 angegeben.

Im Gegensatz zum vorangegangenen Beispiel der Berechnung einer Baugrubenumschließung mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens erfolgte hier eine zweidimensionale Umsetzung des Bettungsmodulverfahrens an einem räumlichen Bauwerksmodell durch Kombination des Bet-

tungsansatzes mit Flächenelementen. Der Bettungsmodul für die Bohrpfehlwand wurde mit einem relativ hohen Maximalwert von $k_{sh} = 50 \text{ MN/m}^3$ in die Berechnung eingeführt. Diese Größenordnung wurde bei früheren Baumaßnahmen durch Messungen für die anstehenden, dicht gelagerten quartären Münchner Kiese ermittelt. In dem Bereich, in dem der Ausfahrtstunnel die Mittelwand und die ostseitige Außenwand des Haupttunnels unterfährt, sind weit gespannte und hoch belastete wandartige Träger zur Abfangung der Tunneldecke des Haupttunnels erforder-

derlich. Die sich in der Tunneldecke ergebenden Schnittgrößen werden maßgeblich durch die Nachgiebigkeit der Auflager dieser wandartigen Träger beeinflusst, wobei die vertikalen Auflagerlasten bis zu 20 MN betragen. Aufgrund der inhomogenen Lagerung der gesamten Tunneldecke und der kompakten Geometrie des gesamten Kreuzungsbauwerkes reagieren die Schnittgrößen daher sensibel auf die Nachgiebigkeit der Gründungselemente. Vor diesem Hintergrund war die ganzheitliche Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion an einem komplexen räumlichen Modell erforderlich.

4 Gesamtsystem Überbau, Gründung und Baugrund mit Hilfe der FE-Methode

Beim Vorliegen komplexer Geometrie und in Verbindung mit komplizierten Steifigkeitsverhältnissen des Überbaus sowie inhomogenem, verformungsintensivem Baugrund kann es sinnvoll sein, trotz des damit verbundenen hohen Berechnungsaufwands das Gesamtsystem aus Überbau, Gründung und Baugrund mit Hilfe der FE-Methode abzubilden. Als Beispiel für einen solchen Fall wird hier das in Bild 6 dargestellte Bauvorhaben Sandtorkai in der Hamburger HafenCity vorgestellt, bei der die Errichtung eines kompletten Straßenzuges mit Wohn-, Geschäfts- und Büroflächen direkt am Sandtorhafenbecken geplant bzw. in der Ausführung befindlich ist.

Die Bauwerke selbst sind aufgrund der Architektur des Überbaus mit seinen großflächig verglasten Fassaden sowie der teilweise auskragenden Obergeschosse und der damit verbundenen ungleichmäßigen Belastungssituation als besonders setzungsempfindlich einzustufen (Bild 7). Der Baugrund besteht bis ca. 6 m unter Geländeroberfläche aus sehr inhomogenen, nicht tragfähigen Weichschichten. Der darunter anstehende tragfähige Baugrund ist durch horizontale Rückverankerungen der angrenzenden Kaimauer genutzt. Aufgrund der Nähe der Bauwerke zum Wasser ist zudem mit Hochwasser im Bereich der Un-

tergeschosse und Erdgeschosse zu rechnen, so daß diese Geschosse wasserundurchlässig ausgeführt werden müssen. Zur Reduzierung der Unterläufigkeit der Gebäude im Hochwasserfall wurde eine Spundwand als Sickerschürze unterhalb der Sohle angeordnet und mit der Gründungssohle (Bodenplatte) verbunden. Durch diese Spundwand auf der einen Seite und der Kaimauer auf der Hafenseite entsteht bei Hochwasser, zusätzlich zum horizontalen Wasserdruck, ein erheblicher Auftrieb, der durch die Gründung aufgenommen werden muß. Darüber hinaus muß in der Statik der außergewöhnliche Lastfall „Schiffstoß“ berücksichtigt werden.

Die Gebäude müssen aufgrund der oberflächennah anstehenden Weichböden und zur Aufnahme der konzentrierten, an der Aufstandskante auftretenden Vertikallasten in den Elbsanden tief gegründet werden. Bei der geplanten Pfahlgründung mußte die Aufnahme der großen Horizontalkräfte über die ersten ca. 6 m nicht gebetteter Pfahllänge sowie die zu erwartenden Hindernisse durch die Ankerkonstruktionen der Kaimauer ebenso berücksichtigt werden, wie die im vorliegenden Fall besonders bedeutsamen Hochwasser- und Sunklastfälle. Gewählt wurden, in Abhängigkeit von den weiteren Randbedingungen, Großbohrpfähle $\varnothing 150$ cm bzw. Teilverdrängerpfähle, deren Lage so gewählt ist, daß die Rückverankerung der Kaimauer statisch unberührt bleibt.

Die Summe der im vorliegenden Fall zusammentreffenden Besonderheiten des Bauvorhabens hat zur Folge, daß sich die erforderliche Untersuchung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk der Möglichkeit einer konventionellen, herkömmlichen Berechnungsmethode weitgehend entzieht. Die Berechnungen für die verschiedenen Lastfälle erfolgten mit Hilfe der FE-Methode mit dem Programmsystem SOFISTIK. Dabei erwies es sich als erforderlich, aufgrund der komplizierten Randbedingungen das gesamte Gebäude mit allen Stockwerken sowie der Gründungselemente als räumliches Modell umzusetzen (Bild 8). Die Oberfläche der Pfähle wurde darüber



Bild 6. Sandtorkai in der Hamburger HafenCity
Fig. 6. Sandtorkai in the HafenCity of Hamburg

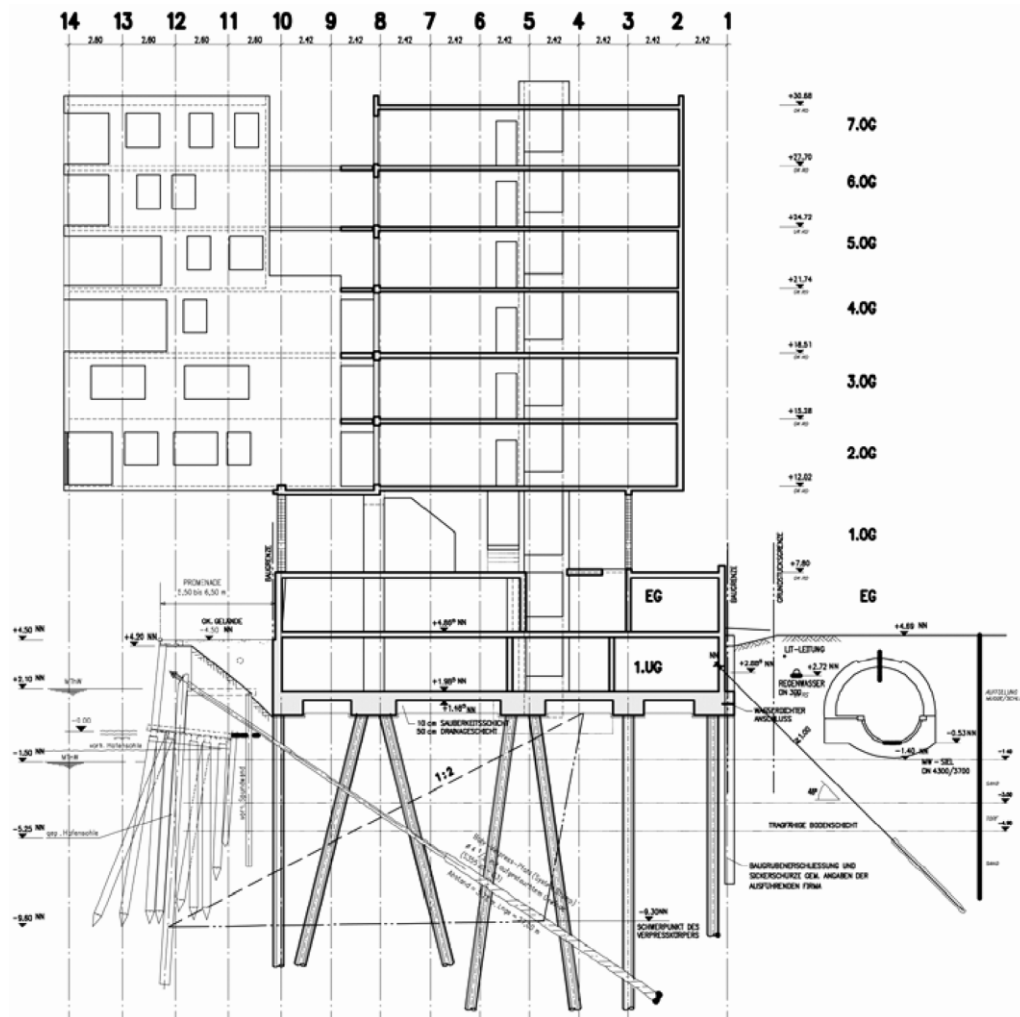


Bild 7. Schnitt durch Kaimauer und Gebäude
Fig. 7. Section through the quay wall and the building

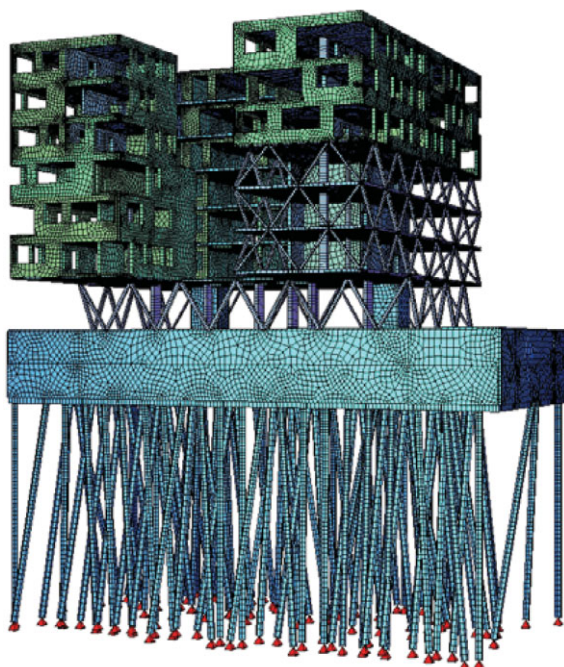


Bild 8. Finite-Elemente-Modell Sandtorkai, Überbau mit Teilverdrängerpfählen
Fig. 8. Finite-element model Sandtorkai, superstructure with driven pile

hinaus mit Kontaktelementen modelliert, so daß auch die rechnerische Erfassung von Relativverschiebungen möglich wurde.

Die geplante Lage der Gebäude direkt am Hafenbecken und ihre Funktion als Teil des Hochwasserschutzes haben zur Folge, daß bei der Berechnung eine ganze Reihe von Lastfällen mit unterschiedlichen Wasserständen berücksichtigt werden mußten. Insbesondere auf die zeitliche Änderung der Grundwasserstände und damit auf die zeitvariante Veränderung des Phasenverhältnisses des Bodens (Verhältnis von Feststoff-, Wasser- und Luftvolumenanteil zueinander) ist das Auftreten der Relativverschiebungen zwischen Pfahlmantel und Untergrund zurückzuführen. Es handelt sich hier um ein Beispiel für die Modellierungsstufe 3 bei der Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion im Sinne der Definition nach [13]. In dieser aufwendigen Modellierungsstufe werden Bauwerke und Boden ganzheitlich in einem geschlossenen Modell abgebildet.

Bei der vorliegenden aufgehenden Konstruktion handelt es sich um ein hybrides Tragwerk aus einem Stahlverbundfachwerk und Betonscheiben. Auf unvorhergesehene, das heißt vorher nicht im Rahmen der Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion prognostizierte Verschiebungen, kann das Tragwerk im vorliegenden Fall nicht

ohne weiteres mit Lastumlagerungen reagieren. Würden bei der statischen Modellierung Vertikalverschiebungen infolge Baugrundsetzungen übersehen, könnten Überbeanspruchungen des Tragwerks bis hin zum Ausknicken von einzelnen Stahlstützen auftreten. Die Ausführung dieses wirtschaftlichen Entwurfs bedarf daher in der Planungsphase einer präzisen Modellierung des Gesamtsystems. Der planerische Aufwand mit dem in Bild 8 dargestellten Finite-Elemente-Modell war daher im vorliegenden Fall notwendig und angemessen.

5 Einfluß von Tragwerk und Bauablauf auf die Eigenschaften und die Zusammensetzung des Drei-Phasen-Systems Boden

Im vorangegangenen Abschnitt wurde beschrieben, wie mit Hilfe der FE-Methode der Einfluß variabler Wirkung des Baugrundes infolge unterschiedlicher Grundwasserstände untersucht werden kann. Es wird in diesem Sinne ein variabler Anteil der wässrigen Phase im Boden rechnerisch modelliert. Im vorliegenden Beispiel soll gezeigt werden, in welcher Weise das Tragwerk bzw. der Bauprozess an sich das Phasenverhältnis des Bodens und damit dessen Eigenschaften beeinflusst und welche Folgen es haben kann, wenn ein derartiger Einfluß nicht berücksichtigt wird.

Bei dem hier vorgestellten Projekt handelt es sich um einen Tunnel in Schlitzwand-Deckel-Bauweise, der mit Druckluftstützung hergestellt wurde. Die Gesamtlänge des Tunnelbauwerks einschließlich Rampen beträgt rund 920 m, davon entfallen 560 m auf den geschlossenen Tunnelabschnitt und jeweils 180 m auf die beiden Rampentröge. Die lichte Weite liegt im Bereich des Tunnelbauwerks bei rund 15,7 m und weitet sich im Endbereich der Tröge auf 21,5 m auf. Die Überdeckung beträgt zwischen 0,5 und 2,5 m.

Der Untergrund besteht unterhalb gering mächtiger Auffüllungen aus feinkörnigen Dünenansanden, die von Auesedimenten unterlagert werden. Diese Deckschichten besitzen nur eine geringe Tragfähigkeit. Im tieferen Bereich stehen überwiegend Mittel- und Grobsande mit Einlagerungen aus Steinen bis hin zu Blöcken an. Darunter folgen Ablagerungen von sandigen und tonigen Schluffen bzw. schluffigen Sanden. Der Grundwasserspiegel liegt bei 3,0 m bis 3,5 m unter Gelände. Die Arbeitskammer für den Druckluftvortrieb wurde seitlich durch die Schlitzwände der Verbauwand umschlossen. Den oberen Abschluß der Arbeitskammer bildete die Tunneldecke, die vorlaufend zwischen den Neubauwänden hergestellt wurde. Zur Aufnahme der aus der Druckluft nach oben gerichteten Beanspruchung wurde die vorab hergestellte Tunneldecke über Knaggen an die Schlitzwand angeschlossen. Die Tunneldecke wirkt dabei gleichzeitig als horizontale Aussteifung der Verbauwände. Um eine spätere, vom Bauherrn gewünschte Trennung des Baubehelfs vom endgültigen Bauwerk zu erzielen, wurden vertikale Fugen zwischen Schlitzwand und Tunneldeckel angeordnet. Infolge des Luftdrucks p kann die Höhenlage des Wasserspiegels im Boden gezielt beeinflusst werden. Der Wasserspiegel steigt infolge des Abbaus der Druckluft im Korngerüst mit wachsendem Abstand von der Ortsbrust wieder an (Bild 9). Die Prognose über den zeitlichen Verlauf und die Form der Grenzfläche muß dabei als Mehrphasenströmung Boden-

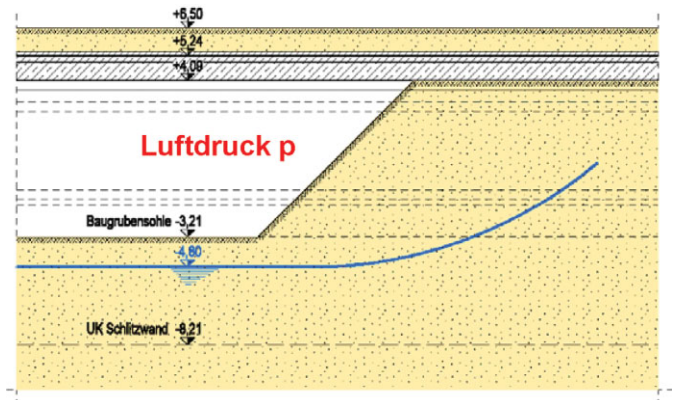


Bild 9. Arbeitskammer für den Druckluftvortrieb, Ausbildung einer Mehrphasenströmung

Fig. 9. Compressed air working chamber for the development drive, development of a multi phase flow

Grundwasser-Luft unter Berücksichtigung der Teilsättigung des Bodens erfolgen.

Die sich infolge der Druckluftstützung ausbildende Mehrphasenströmung bewirkt eine Veränderung der Zusammensetzung des Bodens in Form einer Veränderung des Phasenverhältnisses aus Feststoff-, Wasser-, und Gasphase. Dies hat wiederum Auswirkungen auf das geplante Bauwerk, da mit der Veränderung des Phasenverhältnisses des Bodens ebenfalls eine Veränderung des Spannungszustandes verbunden ist. Aufgrund des vorhandenen Luftdrucks unterscheidet sich jedoch der vorliegende Fall von konventionellen Betrachtungen der Veränderungen des Phasenverhältnisses, wie sie beispielsweise bei Konsolidierungs- oder Grundwasserabsenkungsvorgängen vorkommen und bedarf aus diesem Grund insbesondere bei der Bewertung der zu erwartenden Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk einer genaueren Betrachtung.

Der Bauablauf läßt sich in drei grundlegende Belastungszustände auf das Bauteil, im vorliegenden Fall auf die Verbundwand, unterteilen. Die sich dabei ergebenden Spannungsverteilungen auf die Schlitzwand sind in den Bildern 10 bis 12 idealisiert dargestellt. Nach der Herstellung der Schlitzwände und dem Betonieren des Deckels vor Aufbringung eines erhöhten Luftdrucks stellt sich ein symmetrischer Spannungszustand auf die Wand ein, das heißt die Resultierenden aus Erd- und Wasserdruck innen und außen sind gleich groß (Phase 1, Bild 10). Dabei kann hier davon ausgegangen werden, daß zu diesem Zeitpunkt von beiden Seiten der Spundwand der Erdruhedruck auf die Wand wirkt und sich der Grundwasserstand innen und außen auf gleicher Höhe befindet. Durch die Erzeugung eines Überdrucks wird das Grundwasser vor Beginn des Aushubs aus dem Arbeitsbereich gedrückt. Die nach außen gerichtete Resultierende aus Luft- und Erddruck ist dabei zunächst größer als die Summe aus Wasser- und Erddruck auf der Außenseite, da der Luftdruck konstant über die gesamte Höhe des Bauteils ansteht, wohingegen Wasser- und Erddruck von der betrachteten Tiefe und der Höhe des Grundwasserstandes abhängen. Zudem wirken Wasser- und Luftdruck unmittelbar, das heißt unabhängig von der Verformung. Ein erhöhter Erdwiderstand wird dagegen erst durch eine entsprechende Verformung mobilisiert, so daß sich eine Verschiebung der Verbauwand nach

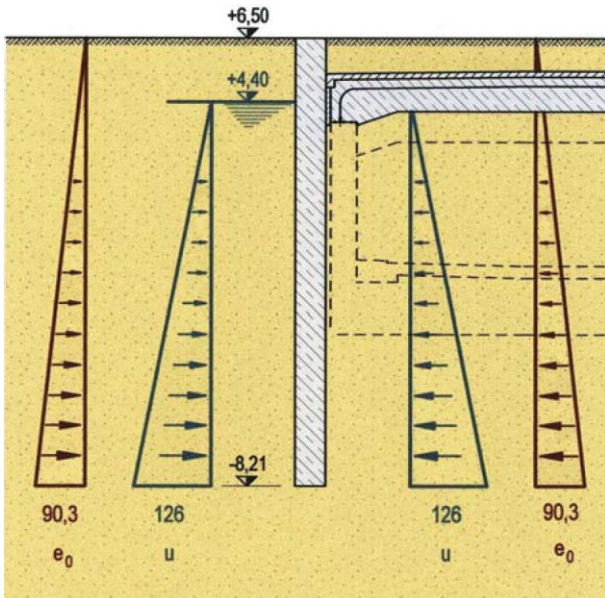


Bild 10. Phase 1, vor Aufbringung des Luftdrucks
Fig. 10. Phase 1, before the application of the air pressure

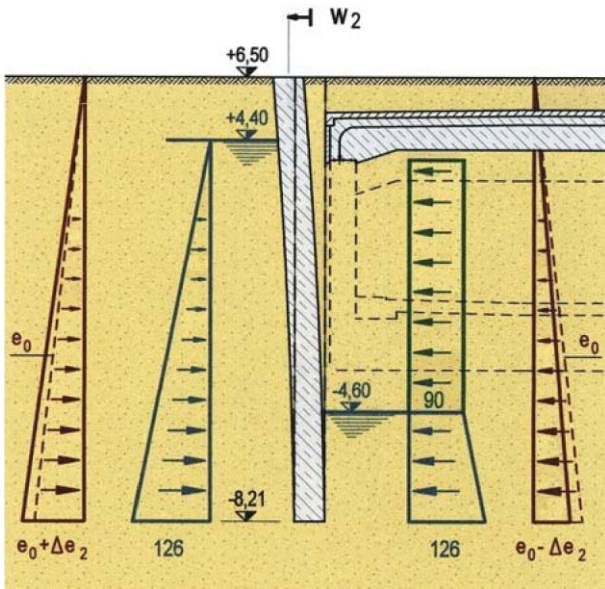


Bild 11. Phase 2, Verformung der Wand nach außen infolge Luftdrucks
Fig. 11. Phase 2, outward deformation of the wall by air pressure

außen einstellt (Phase 2, Bild 11). Da der Luftdruck über die gesamte Bauteilhöhe konstant ist, der Erdrückstand jedoch von der Tiefe abhängt, ist diese Verschiebung im oberflächennahen Bereich am größten. Daß derartige Verschiebungen nicht zu Undichtigkeiten zwischen Spundwand und Tunneldeckel und damit zu Druckluftverlusten führen, muß im Rahmen der Quantifizierung der vorliegenden Baugrund-Tragwerk-Interaktion abgeklärt und eventuell durch konstruktive Maßnahmen, z. B. bei der Ausbildung der Fugen, sichergestellt werden. Erst nach erfolgtem Aushub führt der Wegfall des aktiven Erdrucks auf der Innenseite dazu, daß eine Bewegung in die Gegenrichtung einsetzt (Phase 3, Bild 12).

Bereits kleine auftretende Fugen zwischen Schlitzwand und Deckel hätten in der Regel deutliche Druckluft-

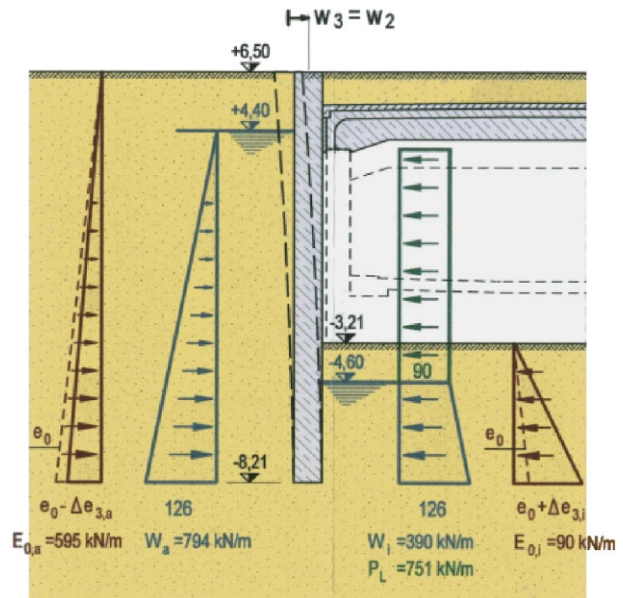


Bild 12. Phase 3, Verformung der Wand nach innen durch Aushub bis zur Sohle
Fig. 12. Phase 3, reverse deformation of the wall by the excavation to the base

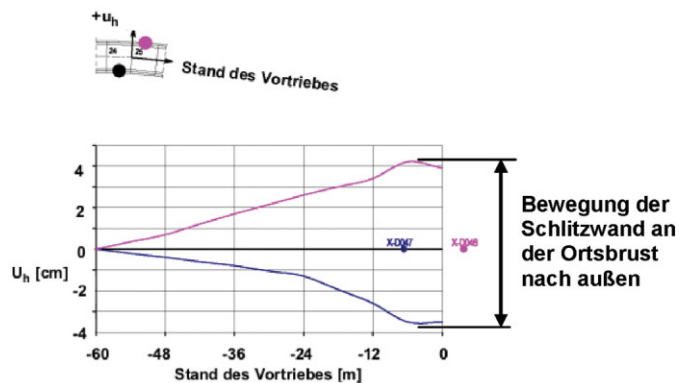


Bild 13. Bewegung der Schlitzwand in Abhängigkeit vom Stand des Vortriebs

Fig. 13. Movement of the slurry wall depending on the state of advance

verluste zur Folge, die nur mit erheblichem verfahrenstechnischem Mehraufwand und hohen Zusatzkosten in den Griff zu bekommen wären.

Im vorliegenden Fall wurden die Bewegungen der Verbauwand mit großem meßtechnischem Aufwand verfolgt. Bild 13 zeigt die Bewegung der Schlitzwand in Abhängigkeit vom Abstand von der Ortsbrust. Deutlich ist zu erkennen, daß direkt an der Ortsbrust die Bewegung der Schlitzwand nach außen ihr Maximum hat und mit zunehmendem Abstand wieder zurückgeht.

Die im Rahmen des vorgestellten Tunnelprojektes durchgeführten, baubegleitenden Messungen der Verformung der Schlitzwand sowie der Grundwasserstände gingen über eine herkömmliche meßtechnische Überwachung hinaus. Aufgrund der wirtschaftlichen Folgen eines Schadensfalls, zum Schutz der Vegetation, zur Vermeidung von Verschleppungen von Verunreinigungen im Grundwasser sowie zum Schutz der in unmittelbarer Nähe zur Baumaßnahme befindlichen bestehenden Bebauung wurden Online-Messungen durchgeführt und automatisch

ausgewertet. Dieses Vorgehen erlaubte aufgrund der Geschwindigkeit der Datenübertragung die Steuerung des Bauablaufs im Sinne der Beobachtungsmethode [14], [15].

6 Schlußbemerkungen

Das komplexe Tragverhalten der oben beschriebenen Konstruktionen mußte überwiegend durch eine besonders präzise Modellierungstechnik im Sinne der Modellierungsstufe 3 zur Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion abgebildet werden. Die Reaktion des Baugrundes auf die einwirkenden Lasten wird hierbei zum Teil durch lineare Federn, im Zuge von dezidierten Analysen auch durch hochwertige elasto-plastische Stoffgesetze quantifiziert. Die Schwierigkeit der baulichen Anlagen führt in einem solchen Fall zur Einstufung in die höchste Geotechnische Kategorie GK 3 im Sinne der DIN 4020, die für die erforderlichen geotechnischen Untersuchungen, also insbesondere die durchzuführende Baugrunderkundung, maßgebend ist [16].

Der notwendige Anspruch an die Modellbildung ist unmittelbar verknüpft mit einer ebenso anspruchsvollen und detaillierten Detektion der Werkstoffparameter des durch die Baumaßnahme in Anspruch genommenen Baugrunds. Aus diesem Grunde ist die gemäß DIN 4020 durchzuführende Baugrunderkundung und die hierauf basierende Festlegung der komplexen Werkstoffparameter des Baugrunds bereits in einer frühen Entwurfsphase eine unverzichtbare Voraussetzung für die hochwertige Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion (siehe hierzu auch [17]). Hierbei ist die Einschaltung eines erfahrenen Geotechnischen Sachverständigen nach DIN 4020 und die konsequente Umsetzung des bewährten Vier-Augen-Prinzips auch bei der Bewertung der Baugrundverhältnisse unbedingt erforderlich.

Literatur

- [1] Zilch K. und Katzenbach R.: „Baugrund-Tragwerk-Interaktion“, in: Handbuch für Bauingenieure, Springer-Verlag, 2002, S. 3-462-3-480.
- [2] DIN-Fachbericht 130: „Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen“, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [3] Burland J. B. and Wroth C. P.: „Settlement of buildings and associated damage“, Proc. of the Conf. of Settlement of Structures, Cambridge, Pentech. Press, London, 1974, pp. 611-654.
- [4] Dulácska, E.: „The structures, soil settlement effects on buildings“. Developments in geotechnical engineering. Elsevier, Amsterdam 1992.
- [5] Busch K. F., Luckner L. und Tiemer K.: Lehrbuch der Hydrologie Band 3, Geohydraulik, Gebrüder Borntraeger-Verlag, 1993.
- [6] Wriggers, P.: Nichtlineare Finite-Element-Methoden, Springer-Verlag, 2001.
- [7] Zilch K. und Schneider R.: „Verfahren für die Beschreibung der Interaktion von Baugrund und Tragwerk“, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 38.
- [8] Weißenbach, A.: „Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der DGGT zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens und der Finite-Elemente-Methode“, Bautechnik 80, 2003, S. 75-80.
- [9] Schwinn, K. H. und Pantaenius, F.: „Kritische Anmerkungen zur Bemessung tiefer Baugruben“, VDI-Berichte, Nr. 1436, 1999, S. 125-145.
- [10] Weißenbach, A. und Gollub, P.: „Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ort betonwände bei Baugruben in Sandböden bei tiefliegender Injektionssohle, hohem Wasserüberdruck und großer Bauwerkslast“, Bautechnik 72, 1995, S. 780-799.
- [11] Boley, C., Grabe, J. und Morgen, K.: „Baugrube Staatsoper Hamburg – Erfassung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung“, Vorträge der Baugrundtagung 2002, Mainz, S. 257-264.
- [12] Baureferat der Stadt München, 2003, http://www.muenchen-baut.de/pdf_intern/mr_ost1.pdf.
- [13] NABau, Koordinierungsausschuß Sicherheit, Baugrund-Tragwerk-Interaktion Flachgründung. Bericht der Ad-hoc-Gruppe „Baugrund-Tragwerk-Interaktion“, 1992.
- [14] Katzenbach R., Boley C., Moormann C. und Rückert A.: „Rechtsrelevante Sicherheitsaspekte in der Geotechnik“, Vorträge zum 1. Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 14. Januar 1999, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 43, S. 71-96.
- [15] Katzenbach R., Boley C., Moormann C. und Turek J.: „Entwurf, Bemessung, Prüfung und Ausführung tiefer Baugruben im Grundwasser – Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit in Theorie und Praxis“, VDI-Tagung „Tiefe Baugruben – Neue Erkenntnisse und Erfahrungen bei ungewöhnlichen Baumaßnahmen“, 17./18. März 1999, Berlin, VDI-Bericht Nr. 1436, S. 61-81.
- [16] DIN 4020: „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“, Ausgabe September 2003.
- [17] Katzenbach, R. und Kinzel, J.: „Das Vier-Augen-Prinzip bei Baugrundgutachten“, Der Prüferingenieur, April 2001, S. 28-38.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
conrad.boyel@unibw-muenchen.de



Dipl.-Ing. Florian Unold
florian.unold@unibw-muenchen.de

Universität der Bundeswehr München
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg



Dr.-Ing. Karl Morgen
Windels • Timm • Morgen •
Partnerschaft
Beratende Ingenieure im Bauwesen
Ballindamm 17
20095 Hamburg
k.morgen@wtm-hh.de



Dr.-Ing. Otto Wurzer
Windels • Timm • Morgen GmbH
Beratende Ingenieure im Bauwesen
Winzererstraße 47d
80797 München
o.wurzer@wtm-m.de