DOI: 10.1002/geot.200900029

Christian Böttcher
Klaus Fabricius
Henning Kaufmann

Subsoil movements due to boring of shallow tunnels with shield machines – application of finite elements in connection with a universally formulated material model

Baugrundbewegungen bei der Herstellung seicht liegender Tunnel im Schildvortrieb – Einsatz Finiter Elemente in Verbindung mit einem ganzheitlich formulierten Stoffmodell

Many infrastructure projects at the moment include the planning of shallow tunnels to be bored with a shield machine. The extent of the settlement trough with the resulting settlement and inclination of buildings often represent an important problem. Calculations of these deformations are based on an empirical approximation process or finite element methods.

The reliability of a FE calculation relies significantly on the quality and calibration of the material model used. A material model with a universal approach for all soils, whose parameters can be determined very simply from standardised laboratory tests, has been developed as a contribution to this problem in the consultancy of Dr. Binnewies. The practicality of the material model has been demonstrated in a multitude of specialised civil engineering projects where no damage occurred, and where the calculations performed at the design stage were confirmed by measurements during the construction phase.

The process is illustrated through the example of construction projects in Hamburg. The geology there is characterised by Pleistocene and Holocene sands as well as mica silt, illite and till of varying consolidation resulting from preloading during ice ages.

Im Rahmen zahlreicher Infrastrukturmaßnahmen sind derzeit im Schildvortrieb aufzufahrende Tunnel in seichter Lage geplant. Regelmäßig steht dabei die Ausdehnung der Setzungsmulde und die daraus resultierenden Setzungen und Schiefstellungen von Bauwerken im Fokus. In diesem Zusammenhang durchgeführte Verformungsberechnungen beruhen auf empirischen Näherungsverfahren oder der Finite-Elemente-Methode.

Die Zuverlässigkeit einer FE-Berechnung hängt wesentlich von Qualität und Kalibrierung des verwendeten Stoffmodells ab. Im Ingenieurbüro Dr. Binnewies wurde in diesem Zusammenhang ein Stoffmodell mit ganzheitlichem Ansatz für alle Böden entwickelt, dessen Parameter sehr einfach aus standardisierten Laborversuchen bestimmbar sind. Die besondere Eignung des Stoffmodells ist durch zahlreiche schadensfreie Baumaßnahmen im Spezialtiefbau belegt, bei denen die im Entwurf durchgeführten Berechnungen durch baubegleitende Messungen bestätigt wurden.

Am Beispiel von Baumaßnahmen in Hamburg werden die vorgenannten Zusammenhänge erläutert. Dort ist die Geologie durch pleistozäne und holozäne Sande sowie Glimmerschluff, Glimmerton und Geschiebemergel unterschiedlicher Konsolidation infolge eiszeitlicher Vorbelastung geprägt.

1 Introduction

Many infrastructure projects at the moment include the planning of shallow tunnels to be bored with a shield machine. The problem of the effect on existing or planned buildings or facilities in the area affected by the tunnel arises regularly. This particularly concerns the magnitude of subsoil movement, the resulting settlements and inclinations and the extent of the surface settlement trough. It is normal practice to carry out calculations of deformations using an empirical approximation process or the finite element method.

The empirical approximation process is often based on the assumption that the volume of the settlement trough corresponds to the loss of volume caused by the tunnel dri-

1 Einleitung

Im Rahmen zahlreicher Infrastrukturmaßnahmen sind derzeit im Schildvortrieb aufzufahrende Tunnel in seichter Lage geplant. Regelmäßig stellt sich dabei die Frage nach den Auswirkungen auf bestehende bzw. geplante Gebäude und Anlagen im Einflussbereich des Tunnels. Dabei stehen insbesondere die Größe der Baugrundbewegungen, die daraus resultierenden Setzungen und Schiefstellungen sowie die Ausdehnung der Setzungsmulde im Fokus. Üblicherweise werden dazu Verformungsberechnungen mittels empirischer Näherungsverfahren [5] oder mithilfe der Finite-Elemente-Methode auf Grundlage von Empfehlungen in [10] [11] durchgeführt.

© 2009 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

ve. For the approximation of the settlement trough at right angles the axis of single-tube tunnels, *Peck* [14], *Schmidt* [15] and *O'Reilly/New* [13] suggest the shape of a normal (Gaussian) distribution curve. *Herzog* [7] gives approximate solutions for the maximum value of settlement and the extent of the settlement trough based on the Rankine equilibrium for single, twin and three-tube tunnels.

The volume loss amounts to a few percent of the tunnel cross-sectional area and is influenced by the composition of the subsoil, groundwater table, machine type, face support, shield track grouting and overcut. Modern shields with slurry-supported working face achieve a maximum volume loss of 1.0 %. During the construction of the 4th bore of the Elbe tunnel, this was measured in the range 0.3 to 0.4 % near the north bank of the Elbe. In contrast to this, up to 2.0 % has been described in the literature for comparable tunnel cross-sections.

Because of the situation that parameters required for the determination of the settlement trough have to be estimated in advance and a layered soil profile can only be represented in a simple form, a precise forecast is not normally achievable. Empirical processes can therefore only be seen as simple approximations.

Calculations of deformation based on FEM are capable of better precision. This depends to a considerable extent on the quality of the material model used and its appropriate calibration through model parameters [16] [17] [18] [19].

An elastic-plastic material model with universal approach for all soil types has been developed in the consultancy of Dr. Binnewies. This enables relevant properties like built-in stress conditions caused by former loading during glaciations to be recorded and described with sufficient accuracy. The model parameters can be determined from standardised tests. Subsequently, essential aspects of this universal material model can be explained with regard to their composition and the determination of parameters. The application of the model in specialised civil engineering and tunnelling is shown through the example of construction work in Hamburg. The geology there is characterised by Pleistocene and Holocene sands as well as mica silt, illite (mica clay) and tills of varying consolidation resulting from preloading during ice ages.

2 Holistic material model

The multitude of properties of soil makes the development of material models very challenging. A universal approach, intended to describe soils of different characteristics with varying compaction and preloading through the use of the same material model, particularly requires a high degree of adaptability. The essential properties of continuum mechanical behaviour, which need to be included, can be summarised according to [4] and [6], under the categories plasticity, dilatancy, contractance, cohesion, barotropy and pyknotropy. The numerical model should also be capable of extension to include effects changing over time.

In the development of the innovatory elastic-plastic material model, synergies from the fields of foundation engineering and bulk materials technology were exploited from the start. This enabled the achievement of invariance compared with the very variable pressure level of bulk

Den empirischen Näherungsverfahren liegt vielfach die Annahme zugrunde, dass das Volumen der Setzungsmulde dem aus Tunnelvortrieb herrührenden Volumenverlust entspricht [9]. Zur Approximation der Setzungsmulde quer zur Vortriebsrichtung von einröhrigen Tunneln schlagen *Peck* [14], *Schmidt* [15] und *O'Reilly/New* [13] den Verlauf einer Gaußschen Normalverteilungskurve vor. *Herzog* [7] gibt für ein-, zwei- und dreiröhrige Tunnel Näherungslösungen für den Maximalwert der Setzung und für die Ausbreitung der Setzungsmulde auf Grundlage des Rankineschen Zustands an.

Der Volumenverlust, als ground loss oder volume loss bezeichnet, beträgt einige Prozent der Tunnelquerschnittsfläche und beinhaltet Einflüsse aus Baugrundaufbau, Grundwasserstand, Maschinentyp, Ortsbruststützung, Schildspurverpressung und Überschnitt. Moderne Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust realisieren einen Volumenverlust von 1,0 % im Maximum. Bei der Herstellung der 4. Elbtunnelröhre im Bereich des Elbnordhangs wurden Größenordnungen von 0,3 bis 0,4 % gemessen. Aus der Literatur sind hingegen für vergleichbare Tunnelquerschnitte bis zu 2,0 % bekannt.

Aufgrund der Tatsache, dass die zur Ermittlung der Setzungsmulde notwendigen Parameter vorab geschätzt werden müssen und ein geschichtetes Bodenprofil nur vereinfacht abgebildet werden kann, ist eine hohe Aussagegenauigkeit im Regelfall nicht zu erreichen. Empirische Verfahren können daher nur als einfache Näherung angesehen werden.

Auf Grundlage der FEM durchgeführte Verformungsberechnungen erheben einen höheren Genauigkeitsanspruch. Dieser hängt wesentlich von der Qualität des verwendeten Stoffmodells und dessen geeigneter Kalibrierung durch Modellparameter ab [16] [17] [18] [19].

Im Ingenieurbüro Dr. Binnewies wurde ein elastoplastisches Stoffmodell mit ganzheitlichem Ansatz für alle Bodentypen entwickelt. Damit können relevante Eigenschaften wie eingeprägte Spannungszustände durch eiszeitliche Vorbelastung erfasst und hinreichend genau beschreiben werden. Die Modellparameter lassen sich auf Grundlage standardisierter Versuche ermitteln. Nachfolgend werden wesentliche Aspekte dieses ganzheitlichen Stoffmodells hinsichtlich seines Aufbaus und seiner Parameterermittlung erläutert. Die Anwendung des Modells im Spezialtiefbau und Tunnelbau wird anhand von Baumaßnahmen in Hamburg gezeigt. Dort ist die Geologie durch pleistozäne und holozäne Sande sowie Glimmerschluff, Glimmerton und Geschiebemergel unterschiedlicher Konsolidation infolge eiszeitlicher Vorbelastung geprägt.

2 Ganzheitliches Stoffmodell

Der Facettenreichtum von Böden stellt hohe Anforderungen an die Entwicklung von Stoffmodellen. Insbesondere ein ganzheitlicher Ansatz, bei dem phänomenologisch unterschiedliche Böden verschiedener Lagerungsdichte und Vorbelastung mit demselben Stoffmodell beschrieben werden sollen, bedingt ein hohes Maß an Anpassungsfähigkeit. Die wesentlichen dabei zu berücksichtigenden Hauptmerkmale des kontinuumsmechanischen Verhaltens lassen sich nach [4] und [6] unter den Stichworten Plastizität, Dilatanz, Kontraktanz, Kohäsion, Barotropie

goods materials and soils. The material model presented here [6] does not differentiate in the conventional way between cohesive and non-cohesive properties and is formulated as a combined cone, cap model. The work performed in an increment Δw_g is composed of the elastic work Δw_{el} and the two partially plastic works Δw_{p1} for the cone and Δw_{p2} for the cap. The following applies for the division of the works, which are performed by the distortions $\Delta\underline{\varepsilon}$ in the field of the spatial stress condition $\underline{\sigma}$:

$$\Delta w_g = \Delta w_{el} + \Delta w_{pl} + \Delta w_{p2} = \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{el} + \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{pl} + \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{p2} \quad (1)$$

In contrast to conventional elastic-plastic models [1] [8], both yield surfaces are constantly active. Any deformation is assumed to be elastic-plastic, the absence of entirely plastic deformations represents the possible limit case. Therefore the switching on and off of yield surfaces, which was necessary until now, can be dispensed with, as is the case with isotropic, kinematic or kinematic-isotropic [21] compacting or with multi-surface yield models [12]. The control of the model is done as shown in Figure 1 through the splitting of volume-specific works at the current location of the stress through the directional derivation of the corresponding plastic potentials and not, as otherwise usual, through the current state of extension of the relevant yield surface.

In this way, discontinuities in the stress paths in the area of monotonic loading conditions can be avoided with considerably less mathematical effort, particularly for load cycles. The necessary work functions $f_i(w_{pi})$, partially plastic works for the cohesion of yield surface f_i and the work performed on it w_{pi} represent conditions from loading and unloading of a yield surface. This loads a yield surface f_i, if the partially plastic work over the direction of the partially plastic distortion element $\Delta\underline{\varepsilon}_{pi}$ can be applied in the direction of the overall distortion vector $\Delta\underline{\varepsilon}_g$. The direction of the partially plastic distortion elements is determined through the relevant direction derivative of the plastic potential q_i. Unloading occurs accordingly, if no partially plastic work in the direction of $\Delta\underline{\varepsilon}_g$ can be performed through the direction of the relevant plastic potential.

und Pyknotropie zusammenfassen. Auch Erweiterungsmöglichkeiten gegenüber zeitlich instationären Effekten sollte das Rechenmodell offen sein.

Bei der Entwicklung des neuartigen elastoplastischen Stoffmodells wurden von Beginn an Synergien aus den Bereichen des Grundbaus und der Schüttguttechnik genutzt. Somit konnte eine Invarianz gegenüber dem stark unterschiedlichen Druckniveau von Schüttgütern und Böden erreicht werden. Das hier vorgestellte Stoffmodell [6] unterscheidet nicht im herkömmlichen Sinn zwischen kohäsiven oder kohäsionslosen Eigenschaften bzw. bindigen und nichtbindigen Böden und ist als kombiniertes Konus-, Kappenmodell formuliert. Die im Inkrement verrichtete Arbeit Δw_g setzt sich aus der elastischen Arbeit Δw_{el} sowie aus den beiden teilplastischen Arbeiten Δw_{p1} für den Konus und Δw_{p2} für die Kappe zusammen. Für die Aufteilung der Arbeiten, die über die Verzerrungen $\Delta\underline{\varepsilon}$ im Feld des räumlichen Spannungszustands $\underline{\sigma}$ verrichtet werden, gilt:

$$\Delta w_g = \Delta w_{el} + \Delta w_{pl} + \Delta w_{p2} = \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{el} + \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{pl} + \underline{\sigma}^T \cdot \Delta\underline{\varepsilon}_{p2} \quad (1)$$

Im Gegensatz zu konventionellen elastoplastischen Modellen [1] [8] sind beide Fließflächen stets aktiv. Jede Verformung wird als elastoplastisch angenommen, das Fehlen gesamtplastischer Verformungen stellt den möglichen Grenzfall dar. Damit entfällt das bisher notwendige An- und Ausschalten von Fließflächen – wie dieses bei isotrop, kinematisch bzw. kinematisch-isotrop [21] verfestigenden oder bei Vielflächenfließmodellen [12] der Fall ist. Die Steuerung des Modells erfolgt gemäß Bild 1 über die Aufteilung volumenspezifischer Arbeiten am aktuellen Spannungsort über der Richtungsableitung der zugehörigen plastischen Potenziale und nicht, wie sonst üblich, über den aktuellen Aufweitungsstatus der jeweiligen Fließfläche.

Auf diese Weise lassen sich bei mathematisch erheblich geringerem Aufwand Unstetigkeiten bei Spannungspfaden im Bereich monotoner Beanspruchungszustände vermeiden – insbesondere bei Lastzyklen. Die notwendigen Arbeitsfunktionen $f_i(w_{pi})$ teilplastischer Arbeiten für den Zusammenhang von Fließfläche f_i und der auf ihr ver-

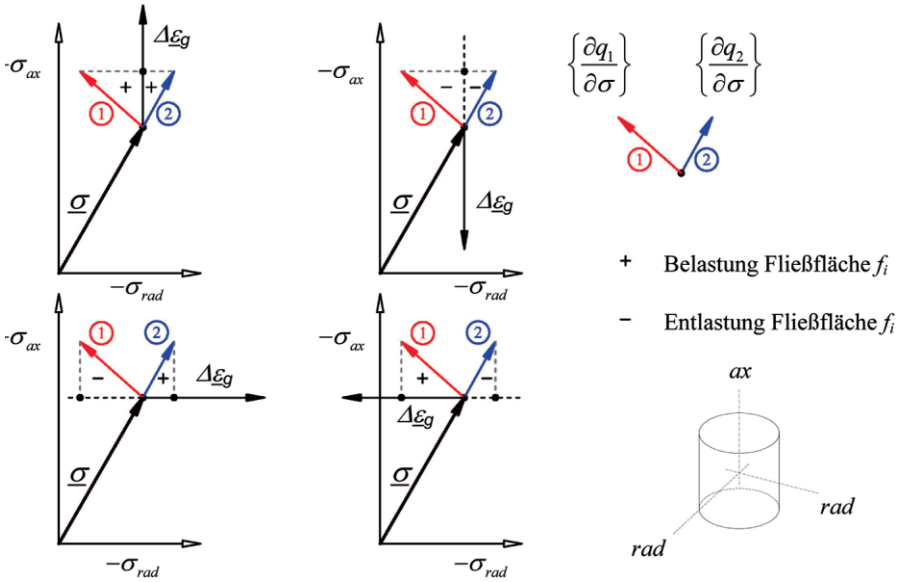


Fig. 1. Control of the material model through the loading and unloading of a yield surface
Bild 1. Stoffmodellsteuerung über die Be- und Entlastung einer Fließfläche

The calculated values of yield surfaces and plastic potentials are as usual the result of invariant expressions of the stress tensor and show the spread of the relevant hypersurface in the principal stress space. Possible work functions for loading and unloading curves from cone $f_1(w_{p1})$ and cap $f_2(w_{p2})$ are shown in Figure 2. The loading function of the cone for plastic expansive works, which are implemented in the model, permit the reduction to a residual angle of friction in the postfailure area. Together with the work function of the cap, the curves can be adapted for differently consolidated soils. The transient part of the cap function for plastic contractant works is particularly decisive for the memory capability of the soil with regard to the compaction level it had previously reached. In this way, various stages of precompaction can be reproduced numerically, for example in the simulation of glacial preloading.

Examples of the effects of constitutive relationships on the modelling of mechanical soil properties can be seen in Figure 3. Shown here is the curve for a cyclical Oedometric modulus test with loosely bedded, fine-grained sand. In the same illustration, the curve of the cap work function $f_2(w_2)$ belonging to the Oedometric modulus test is shown alongside.

To capture plastic expansive deformations, a cone $f_1(\sigma)$ with a non-associated yield rule is used. Plastic contractant deformation components are taken into account

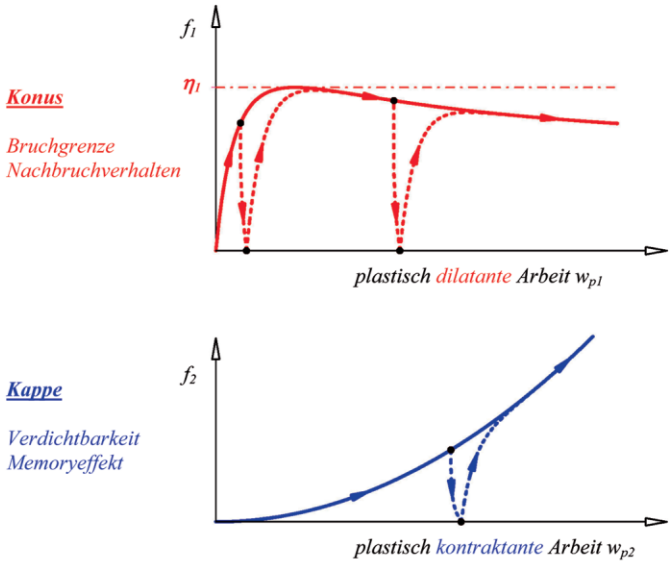


Fig. 2. Possible functions of plastic works for the cone $f_1(w_{p1})$ and cap $f_2(w_{p2})$
Bild 2. Mögliche Arbeitsfunktionen für Konus $f_1(w_{p1})$ und Kappe $f_2(w_{p2})$

richteten Arbeit w_{pi} vollziehen Zustände aus Belastungs- und Entlastungszuständen einer Fließfläche nach. Dabei wird eine Fließfläche f_i belastet, wenn in der Richtung des inkrementellen Gesamtverzerrungsvektors $\Delta\underline{\varepsilon}_g$ die teilplastische Arbeit über die Richtung der teilplastischen Verzerrungsinkremente $\Delta\underline{\varepsilon}_{pi}$ verrichtet werden kann. Die Richtung teilplastischer Verzerrungsinkremente ist durch die zugehörige Richtungsableitung des plastischen Potenzials q_i festgelegt. Sinngemäß erfolgt die Entlastung, wenn in der Richtung von $\Delta\underline{\varepsilon}_g$ keine teilplastische Arbeit über die Richtung des zugehörigen plastischen Potenzials verrichtet werden kann. Die Rechenwerte von Fließflächen und plastischen Potenzialen ergeben sich wie gewohnt aus invarianten Ausdrücken des Spannungstensors und kennzeichnen die Aufweitung der jeweiligen Hyperfläche im Hauptspannungsraum. Mögliche Arbeitsfunktionen für Be- und Entlastungsverläufe von Konus $f_1(w_{p1})$ und Kappe $f_2(w_{p2})$ sind in Bild 2 dargestellt. Die im Modell implementierte Belastungsfunktion des Konus für dilatant plastische Arbeiten erlaubt das Abfallen auf einen Restscherwinkel im Nachbruchbereich. Gemeinsam mit den Arbeitsfunktionen der Kappe können die Verläufe an unterschiedlich konsolidierte Böden angepasst werden. Insbesondere der transiente Anteil der Kappenfunktion für plastisch kontraktante Arbeiten ist maßgebend für das Erinnerungsvermögen des Bodens bzgl. seines zuvor erreichten Verdichtungsniveaus. Auf diese Weise werden unterschiedliche Stadien der Vorverdichtung, z.B. bei der Simulation von eiszeitlichen Vorbelastungen, numerisch nachvollziehbar.

Auswirkungen der konstitutiven Beziehungen auf die Modellierung mechanischer Bodeneigenschaften sind beispielhaft dem Bild 3 zu entnehmen. Dargestellt ist hier der Verlauf für einen zyklischen KD-Versuch mit locker gelagertem, feinkörnigem Sand. In derselben Abbildung ist dem KD-Versuch der zugehörige Verlauf der Kappen-Arbeitsfunktion $f_2(w_2)$ gegenübergestellt.

Zur Erfassung plastisch dilatanter Verformungen wird ein Konus $f_1(\sigma)$ mit nichtassoziierter Fließregel verwendet. Plastisch kontraktante Verformungsanteile werden durch eine Kappe $f_2(\sigma)$ mit assoziierter Fließregel berücksichtigt. Die Besonderheit der hier verwendeten Fließflächen liegt in ihrer mathematisch unkomplizierten und doch erheblichen Anpassungsfähigkeit an die Materialeigenschaften begründet. Kohäsive Materialeigenschaften werden durch die Verschiebung des Konus entlang der Raumdiagonalen um die isotrope Zugfestigkeit σ_t in den Zugspannungsbereich berücksichtigt. Dabei ist σ_t von der im direkten Scherversuch ermittelten Kohäsion c' linear abhängig. Diese Vorgehensweise bildet lineare Fließorte

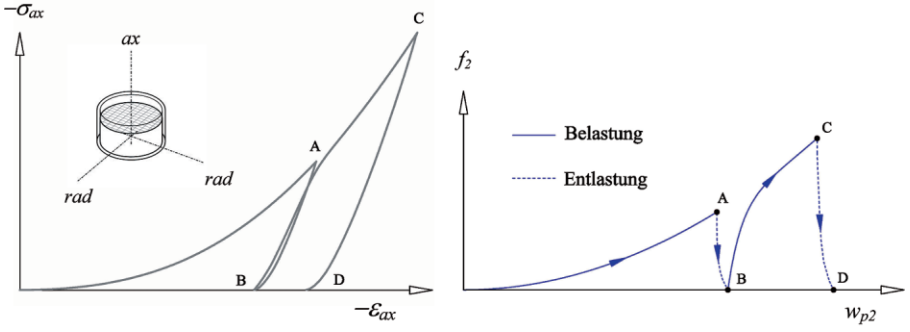


Fig. 3. Cyclical oedometric compression test with the relevant cap work function $f_2(w_2)$
Bild 3. Zyklischer KD-Versuch mit zugehöriger Kappen-Arbeitsfunktion $f_2(w_2)$

with a cap $f_2(\sigma)$ with an associated yield rule. The speciality of the yield surface used here is based on its mathematically uncomplicated but considerable adaptability to the material properties. Cohesive material properties are taken into account through the displacement of the cone along the space diagonals through the isotropic tension strength σ_t into the tension stress area. In this case, σ_t is linearly dependant on the cohesion c' determined in the direct shear test. This procedure forms linear yield loci with linear or slightly curved surfaces in the triaxial plane near the peak of the cone. The physically implausible overestimation of the maximum hydraulic tension stress level is normally coped with through the concept of a tension cut-off. In this way, the peak of the cone shows a non-continuous curve. The model presented here avoids this non-continuous curve through a purposeful rounding of the peak of the cone using the formal parameter $\Delta\sigma_s$ introduced as a threshold value. Therefore the cone is continuously arched at the peak leading to the continuous differentiability of its spherical surface. The rounding of the peak permits the modelling of non-linear yield loci or boundary of failure states of Mohr's envelope in the τ/σ diagram. In areas of low compression stress, these curves are physically plausible. For purposes of measurement, a suitable rounding of the peak can be determined from the

mit geraden oder leicht gekrümmten Mantelerzeugenden im Bereich der Konusspitze ab. Der physikalisch nicht plausiblen Überschätzung des maximalen hydrostatischen Zugspannungsniveaus wird in der Regel mit dem Konzept des tension cut off begegnet. Während der Berechnung entstehende Zugspannungen werden abgeschnitten. Auf diese Weise zeigt die Konusspitze einen unstetigen Verlauf. Das hier vorgestellte Modell vermeidet diese Unstetigkeit durch eine gezielte Ausrundung der Konusspitze mithilfe des als Schwellwert eingeführten Formalparameters $\Delta\sigma_s$. Damit ist der Konus im Spitzenbereich kontinuierlich gewölbt, was zur stetigen Differenzierbarkeit seiner sphärischen Oberfläche führt. Die Spitzenausrundung ermöglicht eine Abbildung von nichtlinearen Fließorten bzw. Bruchumhüllenden der Mohrschen Kreise im τ/σ-Diagramm. Im Bereich niedriger Druckspannungen sind diese Verläufe physikalisch plausibel. Messtechnisch lässt sich eine geeignete Spitzenausrundung mit Kenntnis der einaxialen Druckfestigkeit σ_c aus Versuchen mit der Triaxialzelle nach DIN 18 136 und dem Rechenwert der Kohäsion c' aus dem direkten Scherversuch nach DIN 18 137 Teil 3 bestimmen. Für den Fall, dass keine abgesicherten Erkenntnisse zur einaxialen Druckfestigkeit σ_c vorliegen, lässt sich der Rechenwert des Schwellwerts $\Delta\sigma_s$ aus eigener Erfahrung hinreichend annähern. Die erläu-

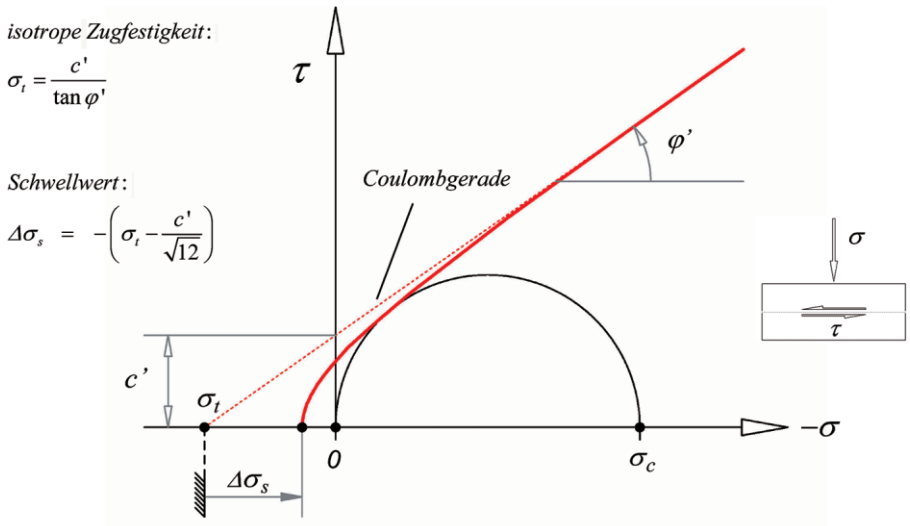


Fig. 4. Non-linear yield locus in the τ,σ diagram with σ_t, $\Delta\sigma_s$ and σ_c
Bild 4. Nichtlinearer Fließort im τ/σ-Diagramm mit σ_t, $\Delta\sigma_s$ und σ_c

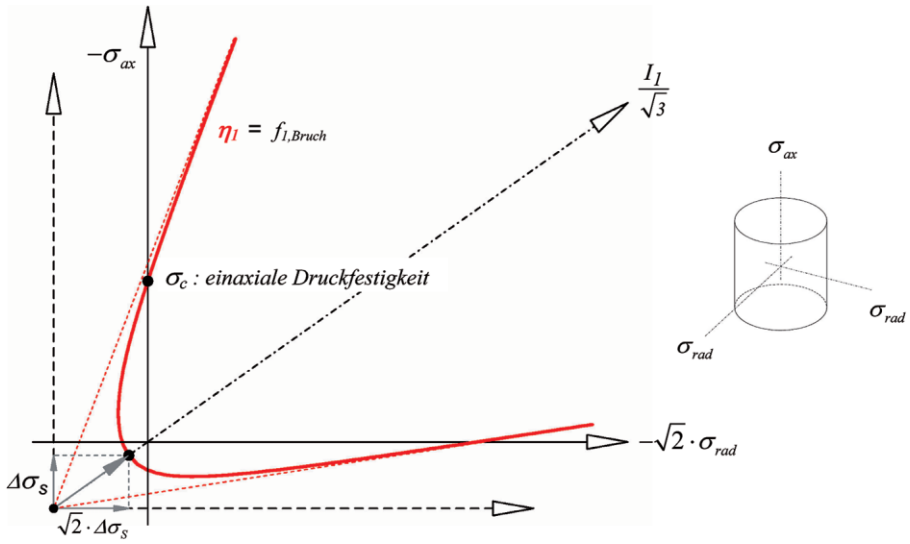
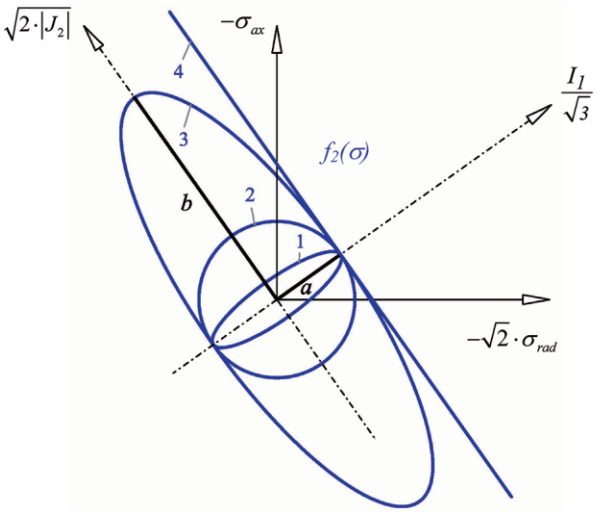


Fig. 5. Cone f_1: Transfer of the conditions from Fig. 4 into the triaxial plane
Bild 5. Konus f_1: Übertragung der Verhältnisse von Bild 4 in die Triaxialebene



1 $a_2 = 2{,}9$
2 $a_2 = 2{,}0$ ⇨ Lade
3 $a_2 = 0{,}5$ ⇨ Arslan
4 $a_2 = 0{,}0$ ⇨ Vermeer

Grenzen:

$0 \le a_2 < 3$

Verhältnis der Ellipsen-Halbmesser:

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\sqrt{a_2}}{\sqrt{3-a_2}}$$

Fig. 6. Form parameter a_2 ⇨ variable cap forms. Display in the triaxial plane
Bild 6. Formparameter a_2 ⇨ variable Kappenformen. Darstellung in der Triaxialebene

known values for the uniaxial compression strength σ_c from tests with the triaxial cell according to DIN 18 136 and the calculated value of the cohesion c' from the direct shear test according to DIN 18 137 part 3. In case no reliable results are available for the uniaxial compression strength σ_c, the calculated value of the threshold value $\Delta\sigma_s$ can be approximated well enough from personal experience. The matters explained concerning the modelling of the cohesion are summarised graphically in Figures 4 and 5.

A further possibility for the adaptation of the model is the form of the cap $f_2(\sigma)$, which can be adjusted through the form parameter a_2. In contrast to the unalterable cap shape used by, among others, *Arslan* [1], *Lade/Duncan* [8] and *Vermeer* [20], this is now freely configurable within physically suitable limits. The appropriate cap forms in the triaxial plane for four different for parameters a_2 are shown in Figure 6.

The freely adjustable cap form has proved useful in order to be able to better understand the plastic compressibility of different soil types in combination with suitable work functions. The adaptation results in this case form the requirements of stable compaction paths in the principal stress space, as are reached under oedometric compaction conditions or naturally. The essential steps for building the model finally; the cap in various forms and extension stages is shown in Figure 7 together with the cone for a cohesive material.

3 Calibration of the material model

In order to calibrate the model parameters, knowledge of the soil density, the failure behaviour and the volume-specific work capacity are required. The calibration can be carried out on the basis of standardised laboratory tests from foundation engineering laboratories:
- Determination of the densities (earth-moist and buoyant unit weight),
- Direct shear test according to DIN 18 137, part 3,
- Oedometric modulus test according to DIN 18 135.

For preliminary investigations, guideline values of densities and shear parameters can be found in standard refer-

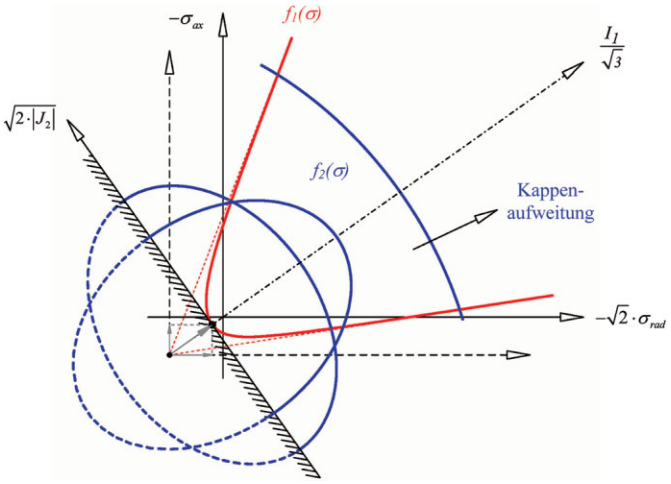


Fig. 7. Cone and cap for a cohesive material in the triaxial plane
Bild 7. Konus und Kappen für ein kohäsives Material in der Triaxialebene

terten Zusammenhänge zur Modellierung der Kohäsion sind grafisch in den Bildern 4 und 5 zusammengefasst.

Eine weitere Anpassungsmöglichkeit des Modells ist die über den Formparameter a_2 einstellbare Form der Kappe $f_2(\sigma)$. Im Unterschied zu den u. a. bei *Arslan* [1], *Lade/Duncan* [8] und *Vermeer* [20] verwendeten unveränderlichen Kappenformen ist diese jetzt innerhalb physikalisch sinnvoller Grenzen frei wählbar. In Bild 6 werden für vier unterschiedliche Formparameter a_2 die zugeordneten Kappenformen in der Triaxialebene gezeigt.

Die frei einstellbare Kappenform hat sich bewährt, um im Verbund mit geeigneten Arbeitsfunktionen die plastische Kompressibilität unterschiedlicher Bodentypen besser nachvollziehen zu können. Die Anpassung ergibt sich dabei aus den Erfordernissen stabiler Verdichtungspfade im Hauptspannungsraum, wie sie sich unter ödometrischen Verdichtungsverhältnissen auf natürliche Weise einstellen. Die wesentlichen Grundzüge der Modellbildung abschließend, wird die Kappe in verschiedenen Formen und Aufweitungsstadien gemeinsam mit dem Konus für ein kohäsives Material in Bild 7 dargestellt.

ence works. The relevant compression values according to *Ohde* for the first loading in the Oedometric modulus test for the determination of the curve of the stiffness modulus are given there. As part of definite projects with decided subsoil investigations, these tests are to be performed explicitly. In this case, the characteristic values of the Oedometric modulus curve of the unloading are also evaluated for calibration. The necessary curves of loading and subsequent unloading in the Oedometric modulus test are shown in Figure 8 for four selected soils.

The parameters required for the model are calculated within the programme using the known curves for loading and unloading as well as the previously determined shear parameters. To do this, information about the tangents at the break point in the high-stress space, which are reached in the soil samples during the Oedometric modulus test, is required. Under the precondition of the deformation boundary conditions for the consolidation test, the tangents result directly from the stress conditions at the break point:

$$\begin{aligned} k_{0,\text{ödo}} &= \left.\frac{\Delta\sigma_{\text{rad}}}{\Delta\sigma_{\text{ax}}}\right|_{\text{Belastung}} \cong 1-\sin(\arctan(\sin\varphi')) \\ \lambda_{\sigma,\text{E}} &= \left.\frac{\Delta\sigma_{\text{rad}}}{\Delta\sigma_{\text{ax}}}\right|_{\text{Entlastung}} \end{aligned} \qquad (2)$$

If no reliable results from consolidation tests are available, then $k_{0,\text{ödo}}$ and $\lambda_{\sigma,\text{E}}$ are approximated on the basis of empirical knowledge. While the densities and shear parameters can be taken directly from the test results, the parameters for loading and unloading in the Oedometric modulus test have to be found through an evaluation of the compression stress/strain diagrams through regression. The mathematical methods needed for this and the obtaining of internal model parameters on the basis of test results are described fully in [6]. In order to collect the phenomenological properties more precisely, it is possible to purposefully adapt the appropriate model parameters. Recalculations of the results from various researchers, as have been published for example in [1] and [21], have however already resulted, with standard calibration, in the sufficiently precise recording of the mechanical behaviour of soil.

3 Kalibrierung des Stoffmodells

Zur Kalibrierung der Modellparameter sind Erkenntnisse bzgl. der Bodenwichte, des Bruchverhaltens und der volumenspezifischen Arbeitsfähigkeit erforderlich. Die Durchführung der Kalibrierung ist auf Basis standardisierter Laborversuche von Grundbaulaboratorien möglich:
- Bestimmung der Wichten (erdfeucht und unter Auftrieb),
- Direkter Scherversuch nach DIN 18 137, Teil 3,
- KD-Versuch nach DIN 18 135.

Für Voruntersuchungen lassen sich Anhaltswerte von Wichten und Scherparametern bereits in Standardnachschlagewerken finden. Auch die zugehörigen Kompressionskennwerte nach *Ohde* für die Erstbelastung im KD-Versuch zur Ermittlung des Steifemodulverlaufs sind dort angegeben. Im Rahmen konkreter Projekte mit dezidierten Baugrundaufschlüssen sind diese Versuche explizit durchzuführen. Dabei kommen für die Kalibrierung zusätzlich noch die Kennwerte des Steifemodulverlaufs der Entlastung zur Auswertung. Für vier ausgewählte Böden werden notwendige Verläufe aus Belastung und anschließender Entlastung im KD-Versuch in Bild 8 gezeigt.

Mit den bekannten Verläufen aus Be- und Entlastung sowie den zuvor ermittelten Scherparametern werden die vom Modell benötigten Parameter programmintern berechnet. Hierfür sind noch Informationen über die Tangenten am Knickpunkt im Hauptspannungsraum, wie sie sich in der Bodenprobe während der Be- und Entlastung im KD-Versuch einstellen, erforderlich. Unter Voraussetzung ödometrischer Verformungsrandbedingungen ergeben sich die Tangenten direkt aus den Spannungsverhältnissen am Knickpunkt:

$$\begin{aligned} k_{0,\text{ödo}} &= \left.\frac{\Delta\sigma_{\text{rad}}}{\Delta\sigma_{\text{ax}}}\right|_{\text{Belastung}} \cong 1-\sin(\arctan(\sin\varphi')) \\ \lambda_{\sigma,\text{E}} &= \left.\frac{\Delta\sigma_{\text{rad}}}{\Delta\sigma_{\text{ax}}}\right|_{\text{Entlastung}} \end{aligned} \qquad (2)$$

Liegen keine abgesicherten Erkenntnisse aus Ödometerversuchen vor, werden $k_{0,\text{ödo}}$ und $\lambda_{\sigma,\text{E}}$ auf Grundlage empirischer Erkenntnisse angenähert. Während die Wichten

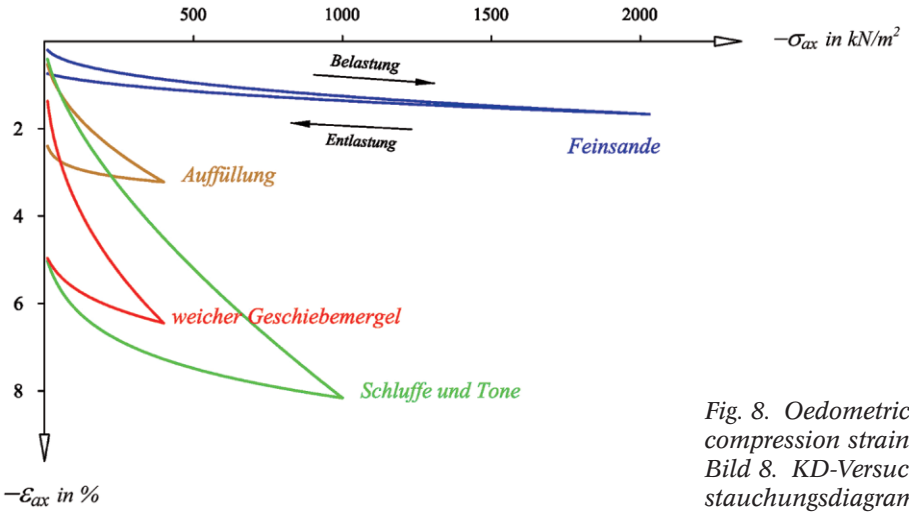


Fig. 8. Oedometric modulus test: loading and unloading compression strain diagram
Bild 8. KD-Versuche: Be- und Entlastung im Druckstauchungsdiagramm

4 Verification in specialised civil engineering

The suitability and reliability of the presented material model have been demonstrated in many specialised civil engineering projects implemented without damage, with the calculations carried out in advice being confirmed in each case by measurements during construction. Prominent examples are the high level differences of modern quay facilities in the port of Hamburg and many inner-city basement excavations.

For the Europa Passage in the core of the Hamburg inner city, an excavation up to 24 m deep was dug on a demolition site of about 12,000 m^2 [2]. The head of groundwater here was 20 m. The excavation is situated directly next to historic buildings, public roads and underground railway structures. This meant that deformations under the neighbouring land plots had to be restricted to a few permissible centimetres. This was an essential limitation for the planning and construction method for the excavation, among many other boundary conditions to be observed (Figure 9).

The excavation was already accompanied by extensive deformation calculations at the design stage. Various solutions were investigated, which eventually led to an economical solution for the basement excavation within the given boundary conditions. All the solution concepts considered an excavation bordered by a slurry wall 80 cm thick. The slurry wall functions as temporary support and waterproofing and is embedded at least 2 m into the impermeable illite (mica clay). There are soil layers of varying thickness and composition in the area under consideration. In addition to the illite, the layer profile mostly contains filled or natural sands and also marl of varying consistency.

The deformation calculations were carried out for selected locations taking into account the local boundary conditions. The surcharge resulting from the existing buildings is taken into account in the calculation as well as the altered stress conditions in the subsoil resulting from the demolished buildings. Alterations of the excess water pressure and the lowering of the groundwater table in the soil were taken into account by the programme at each stage of the excavation. The maximum level difference is 24 m. The results for the final state of completed excavation are shown below for two selected construction variants.

First, the load-bearing and deformation behaviour of a tied back slurry wall was investigated. The number, length and prestress of the tiebacks were varied in parameter studies to investigate the technical practicality. The tiebacks were required at seven levels. The individual layers of tiebacks were prestressed with up to 925 kN in places.

In Figure 10, the vertical deformations of the soil and the structural components can be seen in the calculation section. The settlements behind the slurry wall are scarcely 4 cm. The maximum horizontal deformation at the top of the excavation is approximately 10 cm.

The altogether large deformations and the strong gradient of the settlements behind the wall show that this construction variant endangers the structural safety and the serviceability of the neighbouring buildings. The deformations and Scherparameter den Versuchsergebnissen direkt zu entnehmen sind, müssen die Parameter für die Be- und Entlastung im KD-Versuch über eine Auswertung der Druck-/Stauchungsdiagramme durch Regression gefunden werden. Die dafür notwendigen mathematischen Ansätze sowie die Gewinnung interner Modellparameter auf Basis von Versuchsergebnissen sind in [6] ausführlich beschrieben. Für eine verfeinerte Erfassung phänomenologischer Eigenschaften besteht die Möglichkeit der gezielten Anpassung betreffender Modellparameter. Nachrechnungen von Versuchen unterschiedlicher Forscher, wie sie z.B. in [1] [21] veröffentlicht sind, haben jedoch schon mit der Standardkalibrierung die hinreichend genaue Erfassung des mechanischen Verhaltens von Böden ergeben.

4 Verifikation im Spezialtiefbau

Eignung und Zuverlässigkeit des vorgestellten Stoffmodells sind durch zahlreiche schadensfrei ausgeführte Baumaßnahmen im Spezialtiefbau belegt, bei denen die vorab durchgeführten Berechnungen jeweils durch Messungen während der Bauausführung bestätigt wurden. Prominente Bespiele sind neben den hohen Geländesprüngen moderner Kaianlagen im Hamburger Hafen mehrere tiefe innerstädtische Baugruben.

Für die Europa Passage wurde im Kern der Hamburger Innenstadt auf einer Abrissfläche von etwa 12.000 m^2 eine bis zu 24 m tiefe Baugrube ausgehoben [2]. Die zugehörige Grundwassersäule beträgt 20 m. Die Baugrube grenzt direkt an historischen Bestand bzw. an öffentliche Straßen und U-Bahn-Bauwerke. Daher waren Verformungen unter den Nachbargrundstücken auf wenige zulässige Zentimeter zu beschränken. Dies war, neben vielen anderen einzuhaltenden Randbedingungen, wesentliches Kriterium für den Entwurf und die Ausführungsweise der Baugrube (Bild 9).

Fig. 9. Basement excavation at the Europa Passage, Hamburg downtown
Bild 9. Baugrube Europa Passage in der Hamburger City

tions determined through calculations are accompanied by a high degree of utilisation of the shear resistance in wide areas of the soil. The degree of utilisation of the shear resistance of the soil is described below as the mobilisation of the internal friction φ_{mob} in %. At $\varphi_{mob} = 100$ %, the shear resistance of the soil has reached the relevant failure value of internal friction φ_{Bruch}. The distribution of φ_{mob} in the subsoil is shown in Figure 11 for the tied back variants being investigated here. This shows that considerable areas of the soil are highly stressed, especially behind the tiebacks where the active earth pressure is partially reached. The cause of this is the rigid body displacement of the soil between the wall and the grouting bodies, which is held in place by the tiebacks during the excavation. The mobilisation of the internal friction allows the conclusion that a fracture is starting in the deep slip joint.

The version selected for construction therefore had internal bracing with partial decks. Excavation and dewatering are performed over the entire area. When the required excavation depth has been reached, a steel structure 10 m wide is installed and prestressed in the first layer just above the planned deck level. The coupling of the strut forces with an arch structure and steel uprights to the corresponding structural elements on the other side of the excavation creates a sufficiently stiff structure. At the following five levels, 10 m wide perimeter reinforced concrete deck strips provided the necessary bracing. The two upper reinforced concrete partial decks are also prestressed with up to 550 kN/m.

The calculations show that the overall deformations remain in an acceptable order of magnitude. No definite settlement trough with large gradients formed behind the slurry wall. The settlements remain under 2 cm and the horizontal deformations next to the excavation are only about 1 cm, which is low (Figure 12).

Bereits der Baugrubenentwurf wurde von umfangreichen Verformungsberechnungen begleitet. Damit wurden unterschiedliche Lösungskonzepte untersucht, die unter den gegebenen Randbedingungen schließlich zu einer wirtschaftlichen Lösung für die Baugrubenkonstruktion führten. Sämtliche Lösungskonzepte berücksichtigen eine Baugrube, die äußerlich umlaufend durch eine 80 cm dicke Schlitzwand begrenzt ist. Die Schlitzwand bindet als Verbau- und Dichtwand in etwa 30 m Tiefe mindestens 2 m in den wasserundurchlässigen Glimmerton ein. Im betrachteten Gebiet stehen Bodenschichten unterschiedlicher Mächtigkeit und Beschaffenheit an. Neben dem Glimmerton verzeichnet das Schichtenprofil im Wesentlichen aufgefüllte und gewachsene Sande sowie Mergel unterschiedlicher Konsistenz.

Die Verformungsberechnungen werden an ausgewählten Stellen unter Berücksichtigung der in situ herrschenden Randbedingungen durchgeführt. Vorhandene Auflasten durch die bestehenden Gebäude sind ebenso wie die geänderten Grundspannungszustände im Boden durch die abgerissenen Bauwerke in den Berechnungen berücksichtigt. Änderungen des Wasserüberdrucks und die Absenkung des Grundwasserstands im Boden werden vom Programm in jedem Aushubzustand berücksichtigt. Der maximal zu realisierende Geländesprung liegt bei 24 m. Im Folgenden werden die Ergebnisse für den Endzustand bei vollständigem Aushub für zwei ausgewählte Konstruktionsvarianten gezeigt.

Zunächst wurde das Trag- und Verformungsverhalten einer rückwärtig verankerten Schlitzwand untersucht. Anzahl, Länge und Vorspannung der Anker wurden in Parameterstudien im Rahmen der technischen Machbarkeiten variiert. Erforderlich war die Verankerung mit sieben Lagen. Die einzelnen Ankerlagen wurden stellenweise mit bis zu 925 kN vorgespannt.

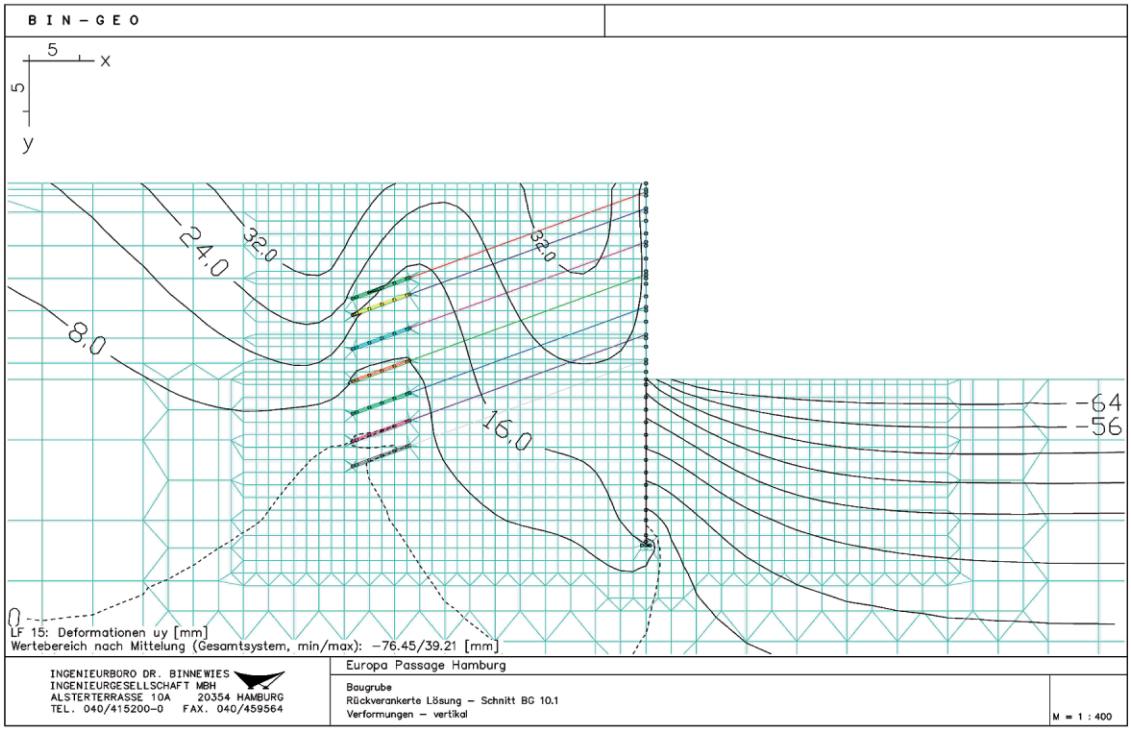


Fig. 10. Tieback – Isolines of the vertical deformation in mm
Bild 10. Rückverankerung – Isolinien der Vertikalverformungen in mm

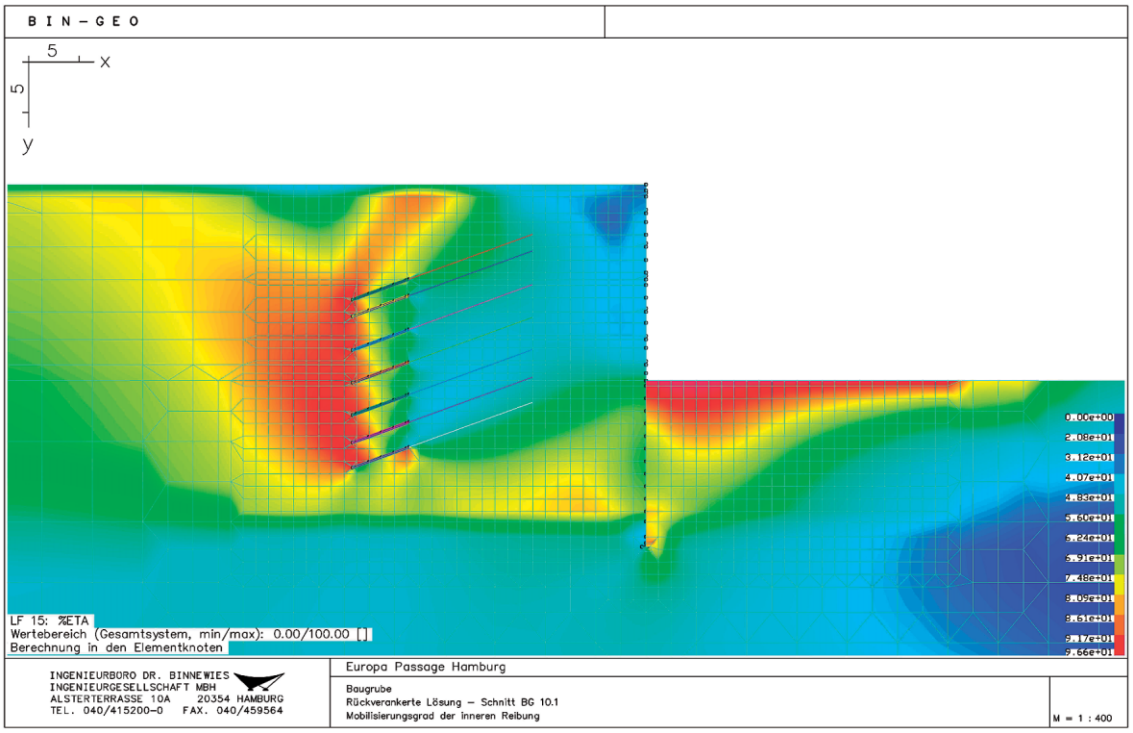


Fig. 11. Tieback – Mobilisation of the internal friction φ_{mob} in %
Bild 11. Rückverankerung – Mobilisierung der inneren Reibung φ_{mob} in %

The mobilisation of the internal friction φ_{mob} shown in Figure 13 is in agreement with the low overall deformations. Due to the extremely stiff support construction, the shear resistance of the soil is only slightly mobilised, as can be seen from the distribution of φ_{mob} in the active area. Only in the area of the excavation bottom does the internal friction in the soil behind the wall start to be activated, as a result of the considerable excess water pressure. According to calculations, complete mobilisation of the internal friction is not reached.

As part of the extensive programme of surveying, the existing situation and measurements during construction, the calculated deformations were confirmed with deviations in the range of millimetres. No significant damage could be detected to the partially sensitive adjacent buildings.

5 Soil movements resulting from the shield driving of shallow tunnels

The advantages of a deformation calculation using FEM in tunnelling compared to simple empirical methods have already been explained at the beginning. There now follows a presentation of the calculation of soil movements in the area of a shallow tunnel using the universal material model described in section 2.

The forecast of the effects of tunnelling work on the foundations of the Kattwyk bridge is presented here, taken from a series of investigations for Vattenfall Europe, Hamburg, who plan a new district heating pipeline from the new power station at Moorburg to the Haferweg pumping station in Hamburg. The Kattwyk bridge was built in the years 1971/73 as a combined railway and road bridge. The three-field truss bridge consists of a central lifting field with a span of 100 m and two fixed edge fields with 86 m

Dem Bild 10 sind die vertikalen Verformungen des Bodens und der Tragwerksteile im Berechnungsausschnitt zu entnehmen. Hinter der Schlitzwand ergeben sich Setzungen von knapp 4 cm. Die maximale Horizontalverformung am Baugrubenkopf beträgt annähernd 10 cm.

Die insgesamt großen Verformungen sowie ein starker Gradient der Setzung hinter der Wand zeigen, dass diese Konstruktion die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit der angrenzenden Bebauung gefährdet. Mit den rechnerisch ermittelten Verformungen einher geht die hohe Ausnutzung des Scherwiderstands in weiten Bereichen des Bodens. Der Ausnutzungsgrad des Scherwiderstands im Boden wird im Folgenden als Mobilisierung der inneren Reibung φ_{mob} in % bezeichnet. Bei $\varphi_{mob} = 100$ % ist der Scherwiderstand des Bodens mit dem zugehörigen Bruchwert φ_{Bruch} der inneren Reibung erreicht. Für die hier betrachtete Variante der Rückverankerung ist die Verteilung von φ_{mob} im Boden in Bild 11 dargestellt. Sie zeigt, dass der Boden in weiten Bereichen, insbesondere hinter den Ankern, wo partiell der aktive Erddruck erreicht wird, hoch beansprucht ist. Ursache hierfür ist die Starrkörperverschiebung des von den Ankern zwischen der Wand und den Verpresskörpern gehaltenen Bodens während des Aushubs. Die Mobilisierung der inneren Reibung lässt den Schluss auf einen beginnenden Bruch in der tiefen Gleitfuge zu.

Zur Ausführung kam daher eine innere Absteifung mit Teildeckeln. Aushub und Wasserhaltung erfolgen dabei ganzflächig. Bei Erreichen der entsprechenden Aushubtiefe wird in der ersten Lage knapp oberhalb der geplanten Deckenebene ein 10 m breites Stahltragwerk eingebaut und vorgespannt. Durch Koppelung der Steifenkräfte über ein Bogentragwerk und Stahlpfosten mit den entsprechenden Tragwerksteilen auf der gegenüberliegenden Seite der Baugrube entsteht ein hinreichend steifes

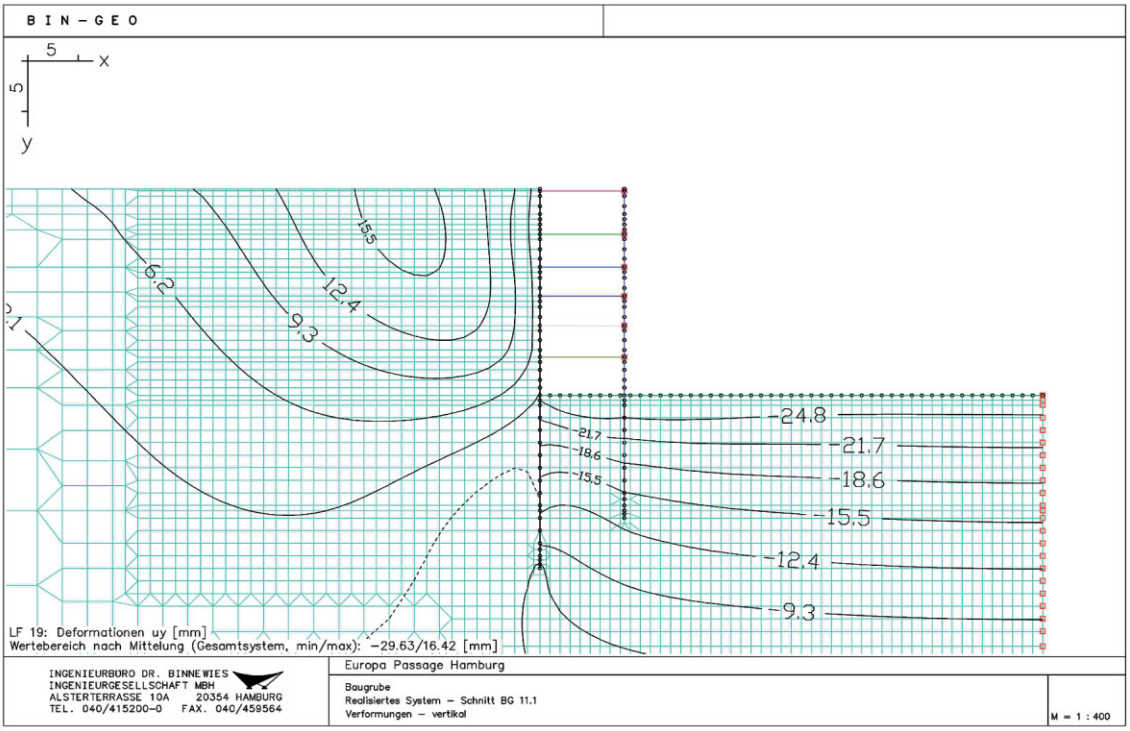


Fig. 12. Inner bracing – Isolines of the vertical deformation in mm
Bild 12. Innere Absteifung – Isolinien der Vertikalverformungen in mm

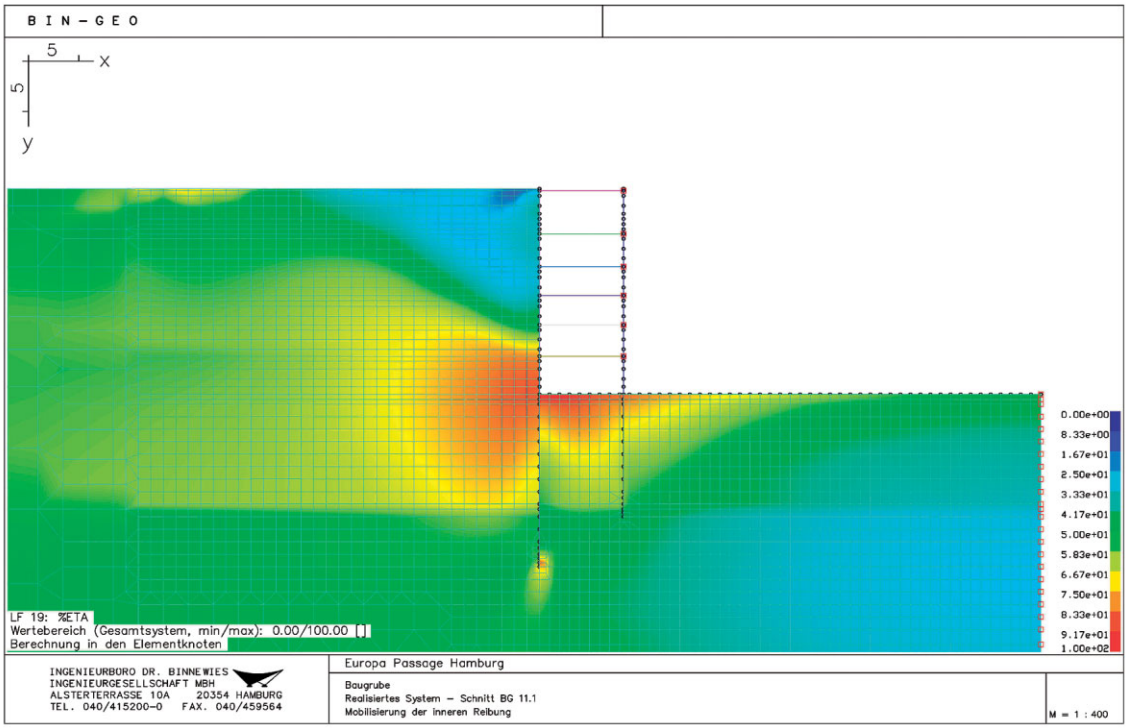


Fig. 13. Inner bracing – Mobilisation of the internal friction φ_{mob} in %
Bild 13. Innere Absteifung – Mobilisierung der inneren Reibung φ_{mob} in %

each. The width between the parapets is about 12 m. The abutments at the west and east banks are founded on piles. The two piers in the river are founded on massive concrete pads at 15.5 m below sea level inside a sheet piled caisson. The foundation area of the piers on plan is about 25.7 m × 8.5 m (Figures 14 and 15).

Tragwerk. In den folgenden fünf Lagen bilden 10 m breite, umlaufende Stahlbeton-Deckenstreifen die erforderliche Aussteifung. Die beiden oberen Stahlbeton-Teildeckel sind mit bis zu 550 kN/m ebenfalls vorgespannt.

Die Berechnungen zeigen, dass die Verformungen insgesamt in einer verträglichen Größenordnung bleiben.

The planned tunnel crosses the southern branch of the Elbe about 35 m to the north of the Kattwyk bridge. The tunnel diameter is about 4.2 m. The tunnel will be bored with a shield machine with slurry-supported face. The shield will bore with an overcut of up to 3.5 cm. The resulting gap between soil and the skin of the shield will be filled with supporting slurry and grouted with mortar after the installation of the tunnel rings. The following investigations refer to normal and trouble-free tunnelling with this process.

The geological section of the construction area shown in Figure 16 [3] shows that the planned tunnel will be bored to the west of the Kattwyk bridge in a layer mostly consisting of silts and clays and to the east predominantly in fine sands. Because the soil stratification varies considerably from the location of one river pier to the other, the deformation calculations are performed for both river piers. No separate calculation is necessary for the abutments, because the pile bearing level is considerably deeper (east side), or the tunnel passes through at considerably higher level. The calculation is based on the geological section shown in Table 1. The compression stress-strain diagram used has already been shown in Figure 8.

In order to be able to taken into account the stress conditions at the time of tunnel construction, firstly the preloading in the ice age has to be considered. Then the complicated loading history until the shield drive is simulated in many phases, including the construction of the river piers and the superstructure and then load cycles from traffic loading. Table 2 gives an overview of this. The differential deformation between phases 11 and 10 describes the effects of the construction of the tunnel on the foundation. The load changes in phases 14 and 15 can be used to check whether the settlement behaviour of the foundations has changed since the construction of the tunnel.

The face excavation with positive soil balance (more spoil is transported away than corresponds to the cavity) is simulated in the calculation by a compression strain of

Eine ausgeprägte Setzungsmulde mit großen Gradienten stellt sich hinter der Schlitzwand nicht ein. Die Setzungen bleiben unter 2 cm Die Horizontalverformungen am Baugrubenkopf sind mit ca. 1 cm gering (Bild 12).

Die in Bild 13 dargestellte Mobilisierung der inneren Reibung φ_{mob} steht im Einklang mit den insgesamt geringen Verformungen. Bedingt durch die äußerst steife Verbauart wird der Scherwiderstand des Bodens nur geringfügig mobilisiert, wie der Verteilung von φ_{mob} im Aktivbereich zu entnehmen ist. Erst im Bereich der Baugrubensohle beginnt infolge des erheblichen Wasserüberdrucks die Weckung der inneren Reibung im Boden hinter der Wand. Rechnerisch wird die vollständige Mobilisierung der inneren Reibung im Boden nicht erreicht.

Im Rahmen einer umfangreichen Beweissicherung und baubegleitender Messungen wurde die berechneten Verformungen mit Abweichungen im Millimeterbereich bestätigt. Nennenswerte Schäden an den teils empfindlichen Nachbarbebauungen konnten nicht festgestellt werden.

5 Bodenbewegungen aus dem Schildvortrieb seicht liegender Tunnel

Die Vorteile einer Verformungsberechnung im Tunnelbau mittels FEM gegenüber einfachen empirischen Verfahren sind bereits eingangs diskutiert worden. Nachfolgend wird die Berechnung der Bodenbewegungen im Umfeld eines seicht liegenden Tunnels mit dem in Kapitel 2 erläuterten ganzheitlichen Stoffmodell vorgestellt.

Aus einer Reihe von Untersuchungen für Vattenfall Europe Hamburg, die in Hamburg vom neuen Kraftwerk Moorburg bis zur Pumpstation Haferweg eine neue Fernwärmeleitung plant, soll hier die Prognose der Auswirkungen der Tunnelherstellung auf die Gründung der Kattwykbrücke vorgestellt werden. Die Kattwykbrücke wurde in den Jahren 1971/73 als kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke erbaut. Die dreifeldrige Fachwerkbrücke besteht aus einem beweglichen Mittelfeld mit einer Spann-

Fig. 14. Kattwyk bridge in the port of Hamburg
Bild 14. Kattwykbrücke im Hamburger Hafen

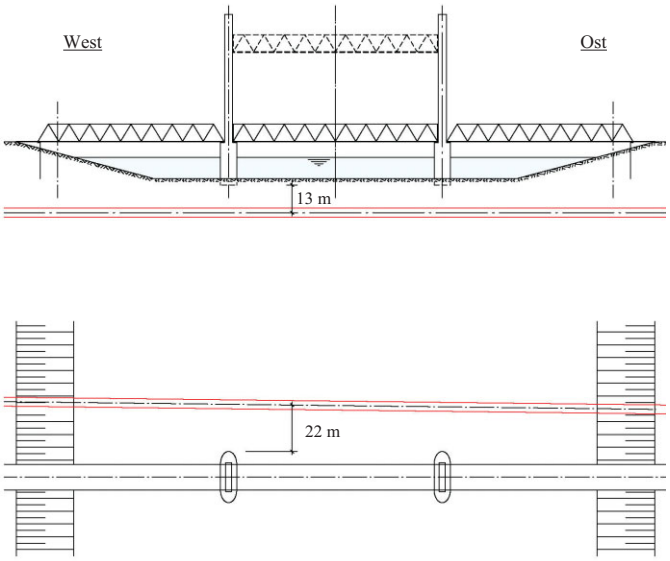


Fig. 15. Planned Tunnel near Kattwyk bridge – section and topview
Bild 15. Geplanter Tunnel im Bereich der Kattwykbrücke – Längsschnitt und Draufsicht

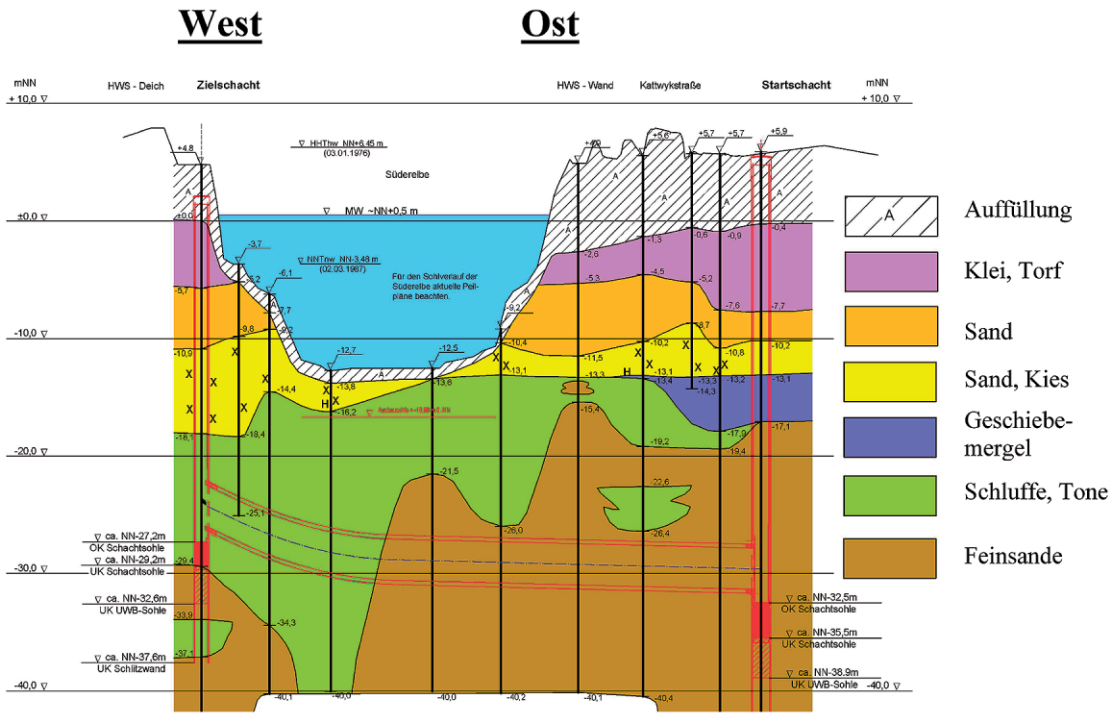


Fig. 16. Geological longitudinal profile in the area of the Kattwyk bridge [3]
Bild 16. Geologischer Längsschnitt im Bereich der Kattwykbrücke [3]

Tabelle 1. Bodenschichtung und Bodenkennwerte im Bereich der Strompfeiler
Tabelle 1. Bodenschichtung und Bodenkennwerte im Bereich der Strompfeiler

River pier *Strompfeiler*	Soil layer *Bodenschicht*	from m above sea level *von NN m*	to m above sea level *bis NN m*	γ kN/m³	γ kN/m³	φ'°	c' kN/m²
West *West*	Fill *Auffüllung*	–12.7	–13.8	16	6	25	0
	Sand and gravel *Sand und Kies*	–13.8	–16.2	19	11	35	20
	Silts and clays *Schluffe und Tone*	16.2 –	System edge *Systemrand*	19	11	20	25
East *Ost*	Fill *Auffüllung*	–12.5	–13.6	16	6	25	0
	Silts and clays *Schluffe und Tone*	–13.6	–21.5	19	11	20	25
	Fine sands *Feinsande*	–21.5	System edge *Systemrand*	19	11	35	0

the tunnel ring. The compression strain is set so that the area enclosed by the ring reduces by 2.0 % compared to the unaffected geometry, which corresponds to a volume loss of the same order. This value lies, as already explained above, on the safe side. For the grouting of the annular gap, an excess pressure of 0.96 bar is assumed over the height of the tunnel cross-section.

The results of the calculation regarding settlement and inclinations of the two river piers are shown in Figures 17 and 18. The maximum calculated settlement at the head of the western river pier is 2.3 mm and the inclination through the construction of the tunnel therefore works out at:

$$\max s' = (2.3 - 1.0)/23.0 = 0.06 \text{ mm/m} \cong 1 : 17{,}000$$

weite von 100 m und zwei festen Randfeldern von je 86 m. Die Breite zwischen den Geländern beträgt ca. 12 m. Die Widerlager am West- und Ostufer sind auf Pfählen gegründet. Die beiden Strompfeiler sind innerhalb eines Spundwandkastens auf NN –15,5 m als massiver Betonkörper flach gegründet. Die Grundfläche der Pfeiler beträgt ca. 25,7 m × 8,5 m (Bilder 14 und 15).

Der geplante Tunnel unterquert die Süderelbe in einem Abstand von ca. 35 m nördlich der Kattwykbrücke. Der Tunnelaußendurchmesser beträgt ca. 4,2 m. Der Tunnel wird im Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust hergestellt. Der Schildvortrieb erfolgt mit einem Überschnitt von bis zu 3,5 cm. Der dadurch entstehende Spalt zwischen Boden und Schildmantel wird mit Stützflüssigkeit gefüllt und nach Montage der Tunnelringe mit

Table 2. Phased calculation
Tabelle 2. Phasenweise Berechnung

Phase *Phase*	**Explanation** *Erläuterung*	
1	Apply ice age preloading *Eiszeitliche Vorbelastung aufbringen*	Ice age preloading *Eiszeitliche Vorbelastung*
2	Preloading *Vorbelastung*	
3	Installation of sheet steel pile wall and excavation down to sea level – 15.5m *Einbau Spundwand und Aushub bis NN – 15,5 m*	Construction of Kattwyk bridge *Herstellung Kattwykbrücke*
4	Construction of river pier *Herstellung des Strompfeilers*	
5	Dead load of bridge superstructure *Eigengewicht Brückenüberbau*	
6	Apply traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke aufbringen*	
7	Remove traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke entfernen*	
8	Apply traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke aufbringen*	Loading from traffic *Belastung aus Verkehr*
9	Remove traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke entfernen*	
10	Apply traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke aufbringen*	
11	Construct tunnel ring *Tunnelring herstellen*	Tunnel construction *Tunnelherstellung*
12	Grout annular gap *Ringspalt verpressen*	
13	Remove traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke entfernen*	
14	Apply traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke aufbringen*	Loading from traffic *Belastung aus Verkehr*
15	Remove traffic loading on bridge *Verkehrsbelastung auf Brücke entfernen*	

The maximum calculated settlement at the head of the eastern river pier is 0.4 mm and the inclination through the construction of the tunnel works out at:

$$\max s' = (0.4–0.0)/23.0 = 0.02 \text{ mm/m} \cong 1 : 57{,}000$$

The non-linear FE calculations show that no unacceptable settlements or inclinations are to be expected for the Kattwyk bridge. Any endangerment of the structural safety or relevant limitation of the serviceability can be ruled out on the basis of the calculations carried out.

The subgrade composition under the western river pier is decisive, where the tunnel will lie in clays and silts. This ground formation, relatively weak in comparison to the sand at the eastern river pier, means that settlements of the order of 3 mm can be expected after construction of the tunnel. If the cohesive properties of the silts and clays with $c' = 25$ kN/m^2 assumed in the calculation were neglected, then a larger calculated inclination of the western river pier would have to be assumed.

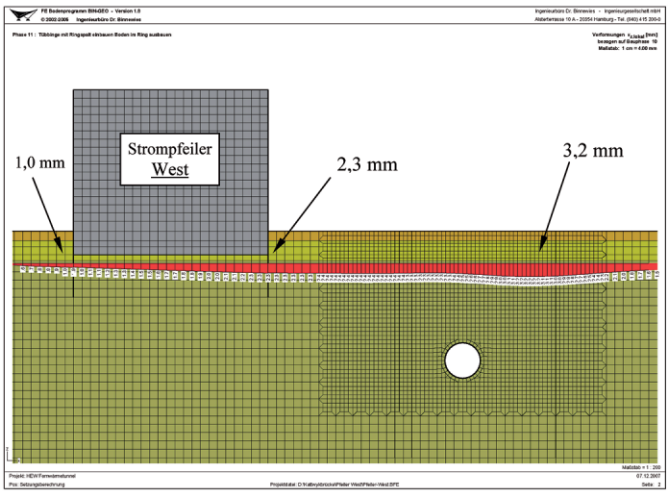
6 Summary and outlook

A non-linear spatial material model newly developed in the Dr. Binnewies consultancy permits the complex phys-

Mörtel verpresst. Die nachfolgenden Untersuchungen beziehen sich auf den üblichen und störungsfreien Tunnelvortrieb mit diesem Verfahren.

Das in Bild 16 dargestellte Schichtenprofil des Baugrunds [3] zeigt, dass der geplante Tunnel im westlichen Bereich der Kattwykbrücke in einer Schicht aus überwiegend Schluffen und Tonen und im östlichen Bereich in einer Schicht aus überwiegend Feinsanden verläuft. Da sich die Bodenschichtung im Bereich der beiden Strompfeiler deutlich von einander unterscheidet, werden die Verformungsberechnungen für beide Strompfeiler durchgeführt. Für die Widerlager kann auf eine getrennte Berechnung verzichtet werden, da die Pfahl-Absetzebene deutlich tiefer (Ostseite) liegt bzw. der Tunnel deutlich höher verläuft. Den Berechnungen liegt der in Tabelle 1 aufgeführte Schichtaufbau zugrunde. Die angesetzten Druckstauchungsdiagramme wurden bereits in Bild 8 dargestellt.

Um die in situ herrschenden Spannungszustände zum Herstellungszeitpunkt des Tunnels erfassen zu können, wird zunächst die eiszeitliche Vorbelastung berücksichtigt. Anschließend wird die komplexe Lastgeschichte bis zur Schilddurchfahrt, bestehend aus der Errichtung der Strompfeiler und des Überbaus sowie Lastzyklen aus Verkehrsbelastung, in mehreren Phasen simuliert. Tabelle 2 gibt hierzu einen Überblick. Die Differenzver-



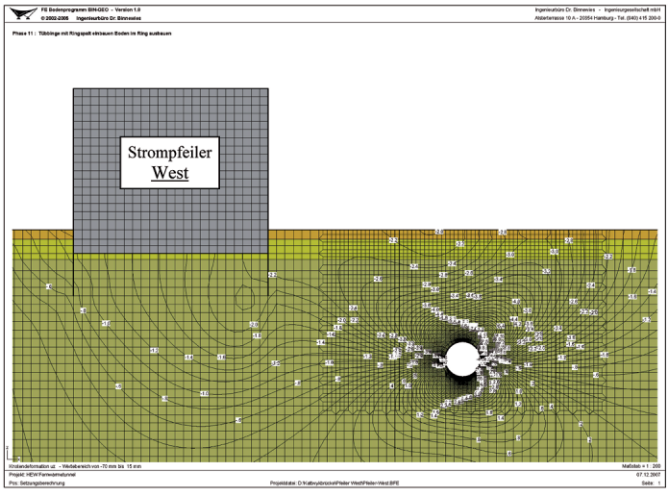
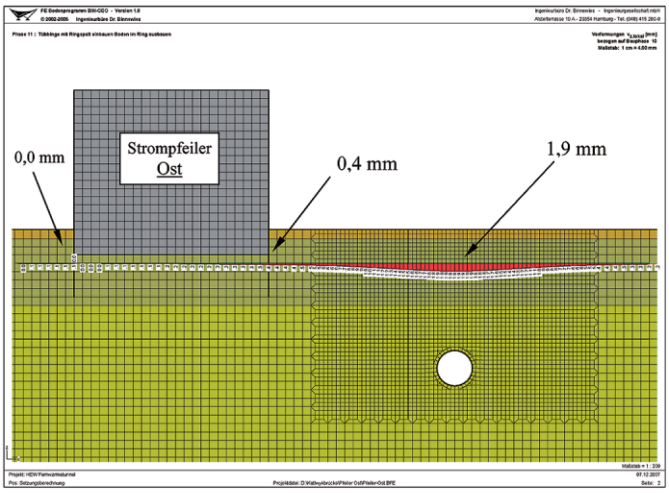


Fig. 17. Calculation results – settlements of the west river pier
Bild 17. Berechnungsergebnisse – Setzungen des Strompfeilers West



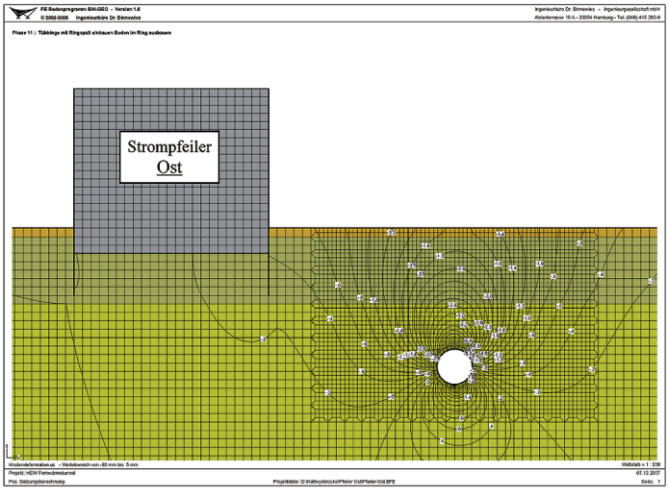


Fig. 18. Calculation results – settlements of the east river pier
Bild 18. Berechnungsergebnisse – Setzungen des Strompfeilers Ost

ical processes resulting from the loading of soil to be understood as an entirety. The model parameters are determined from standardised tests, Oedometric modulus tests according to DIN 18 135 and the shear test according to DIN 18 137. The suitability and reliability of the material model have been demonstrated on construction projects in specialised civil engineering, where no damage occurred and the FE calculations carried out at the design stage were confirmed by measurements during the construction phase.

In tunnelling, the material model can be used to investigate the effects of the construction of tunnels under shallow overburden on existing and planned buildings and facilities. Particularly the extent of the ground movements and the resulting settlements and inclinations as well as the extent of the settlement trough can be established sufficiently precisely in advance.

The model is explained through the example of calculations for construction projects in Hamburg. The geology there is characterised by Pleistocene and Holocene sands as well as mica silt, illite and till of varying consolidation resulting from preloading during ice ages. The FE calculations with the newly developed universal material model demonstrated that no unacceptable settlements or inclinaformung zwischen den Phasen 11 und 10 beschreiben die Auswirkungen der Tunnelherstellung auf die Gründung. Mit den Lastwechseln der Phasen 14 und 15 kann kontrolliert werden, ob sich das Setzungsverhalten der Gründung nach der Tunnelherstellung geändert hat.

Der Ortsbrustabbau mit positiver Bodenbilanz – es wird mehr Aushub abgefördert als dem Hohlraumvolumen entspricht – wird in den Berechnungen durch eine Stauchung des Tunnelrings simuliert. Dabei wird die Stauchung so eingestellt, dass sich die vom Ring umschlossene Fläche gegenüber der unverformten Geometrie um 2,0 % vermindert, was einem Volumenverlust gleicher Größenordnung entspricht. Dieser Wert liegt, wie schon einleitend erläutert, auf der sicheren Seite. Für die Ringspaltverpressung wird ein Überdruck von 0,96 bar über die Höhe des Tunnelquerschnitts gemittelt angenommen.

Die Berechnungsergebnisse bzgl. Setzungen und Schiefstellungen beider Strompfeiler sind in den Bildern 17 und 18 dargestellt. Die maximale rechnerische Setzung am westlichen Strompfeilerkopf beträgt 2,3 mm und die Schiefstellung durch die Herstellung des Tunnels ergibt sich somit zu:

$$\max s' = (2{,}3 - 1{,}0)/23{,}0 = 0{,}06 \text{ mm/m} \cong 1 : 17.000$$

tions would occur to the affected structures. Danger to the structural safety and significant limitation of the serviceability could also be ruled out.

The presentation of calculations carried out to ensure the safety of other prominent structures in Hamburg is reserved for a future publication. It behaves in a similar way with the consideration of time-dependent effects as part of the modelling of the complete driving of a tunnel with a shield machine. For this purpose, the universal material model described here has recently been extended to be capable of describing non-stationary pore water pressures.

References

[1] *Arslan, M. U.*: Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden *(Contribution concerning the stress-deformation behaviour of soils)*. Diss. TH Darmstadt, 1980.

[2] *Binnewies, W.*: Baugrube Europa Passage Hamburg. Kaimauersprechtag Kaimauern – Messung und Numerik *(Basement excavation for the Europa Passage Hamburg. Quay wall discussion day Quay walls – measurement and numerics)*, Workshop TUHH, Hamburg, 2004.

[3] *Böttcher, C., Fabricius, K.:* Verformungsberechnungen für die Schildvortriebstrecke der Fernwärmetransportleitung Moorburg im Bereich der Kattwykbrücke *(Deformation calculations for the shield tunnelled stretch of the district heating transport pipeline near the Kattwyk bridge)*. Gutachten für die Vattenfall Europe Hamburg AG. Ingenieurbüro Dr. Binnewies, 2007.

[4] *Feise, H. J.*: Modellierung des mechanischen Verhaltens von Schüttgut *(Modelling the mechanical behaviour of bulk materials)*. Diss. TU Braunschweig, 1996.

[5] *Girmscheid, G.*: Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau, 2. Auflage *(Construction operation and process in tunnelling, 2nd Ed.)*. Berlin: Ernst & Sohn, 2008.

[6] *Kaufmann, H.*: Ein Stoffmodell für Schüttgüter und Böden *(A material model for bulk materials and soil)*. Diss. TU Braunschweig, 2003.

[7] *Herzog, M.*: Die Setzungsmulde über seicht liegenden Tunneln *(The settlement trough over shallow tunnels)*. Bautechnik 62 (1985), Heft 11 , S. 375–377.

[8] *Lade, P. V., Duncan, J. M.*: Elasto-Plastic stress-strain theory for cohesionless soil. Journal of the geotechnical engineering division, 1975.

[9] *Maidl, B., Herrenknecht, M., Anheuser, L.*: Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb *(Mechanical tunnelling with shield machines)*. Berlin: Ernst & Sohn, 1995.

[10] *Meißner, H.*: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. *(Recommendations of the working group "Numerics in geotechnical engineering" of the German association for Ground and foundation engineering)*. geotechnik 14 (1991), S. 1–10.

[11] *Meißner, H. et al.*: Tunnelbau unter Tage. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 2. *(Tunnelling underground. Recommendations of the working group 1.6 "Numerics in geotechnical engineering"*, geotechnik 19 (1996), S. 99–108.

[12] *Mróz, Z., Norris, V. A., Zienkiewicz, O. C.*: An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loads, Geótechnique 31 (1981), No. 4, S. 451–469.

[13] *O'Reilly, M. P., New, B. M.*: Settlements above tunnels in United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunneling '82, S. 173–181. London, 1982.

[14] *Peck, R. B.*: Deep excavation and tunneling in soft ground. State of the Art Report. Proceedings 7th ICSMFE, S. 225–290, Mexico, 1969.

Die maximale rechnerische Setzung am östlichen Strompfeilerkopf beträgt 0,4 mm und die Schiefstellung durch die Herstellung des Tunnels ergibt sich somit zu:

$$\max s' = (0{,}4 - 0{,}0)/23{,}0 = 0{,}02 \text{ mm/m} \cong 1 : 57.000$$

Die nichtlinearen FE-Berechnungen zeigen, dass für die Kattwykbrücke keine unverträglichen Setzungen und Schiefstellungen zu erwarten sind. Eine Gefährdung der Standsicherheit oder eine relevante Einschränkung der Gebrauchsfähigkeit des Bauwerks ist auf Basis der durchgeführten Berechnungen auszuschließen.

Maßgebend ist der Baugrundaufbau am Strompfeiler West, wo der Tunnel in Tonen und Schluffen zu liegen kommt. Diese im Vergleich zum Sand am östlichen Strompfeiler relativ weiche Baugrundformation lässt aus der Tunnelherstellung resultierende Setzungen in der Größenordnung von 3 mm erwarten. Unter Vernachlässigung der im Stoffmodell berücksichtigten kohäsiven Eigenschaften der Schluffe und Tone mit c'= 25 kN/m^2 wäre von einer rechnerisch größeren Schiefstellung des westlichen Strompfeilers auszugehen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit einem im Ingenieurbüro Dr. Binnewies neu entwickelten nichtlinearen räumlichen Stoffmodell lassen sich die komplexen physikalischen Vorgänge bei der Beanspruchung von Böden ganzheitlich nachvollziehen. Die Modellparameter werden anhand standardisierter Versuche, KD-Versuch nach DIN 18 135 und Scherversuch nach DIN 18 137, ermittelt. Eignung und Zuverlässigkeit des Stoffmodells sind durch zahlreiche schadensfreie Baumaßnahmen im Spezialtiefbau belegt, bei denen die im Entwurf durchgeführten FE-Berechnungen durch baubegleitende Messungen bestätigt wurden.

Im Tunnelbau kann das Stoffmodell zur Untersuchung von Auswirkungen des Vortriebs seicht liegender Tunnel auf die bestehenden und geplanten Gebäude und Anlagen eingesetzt werden. Insbesondere die Größe der Baugrundbewegungen und die daraus resultierenden Setzungen und Schiefstellungen sowie die Ausdehnung der Setzungsmulde können hinreichend genau vorab ermittelt werden.

Die Zusammenhänge werden am Beispiel von Berechnungen für Baumaßnahmen in Hamburg erläutert. Dort ist die Geologie durch pleistozäne und holozäne Sande sowie Glimmerschluff, Glimmerton und Geschiebemergel unterschiedlicher Konsolidation infolge eiszeitlicher Vorbelastung geprägt. Die FE-Berechnungen mit dem neu entwickelten ganzheitlichen Stoffmodell haben gezeigt, dass für die betroffenen Bauwerke keine unverträglichen Setzungen und Schiefstellungen entstehen. Eine Gefährdung von Standsicherheit oder relevanter Einschränkung der Gebrauchsfähigkeit konnte ausgeschlossen werden.

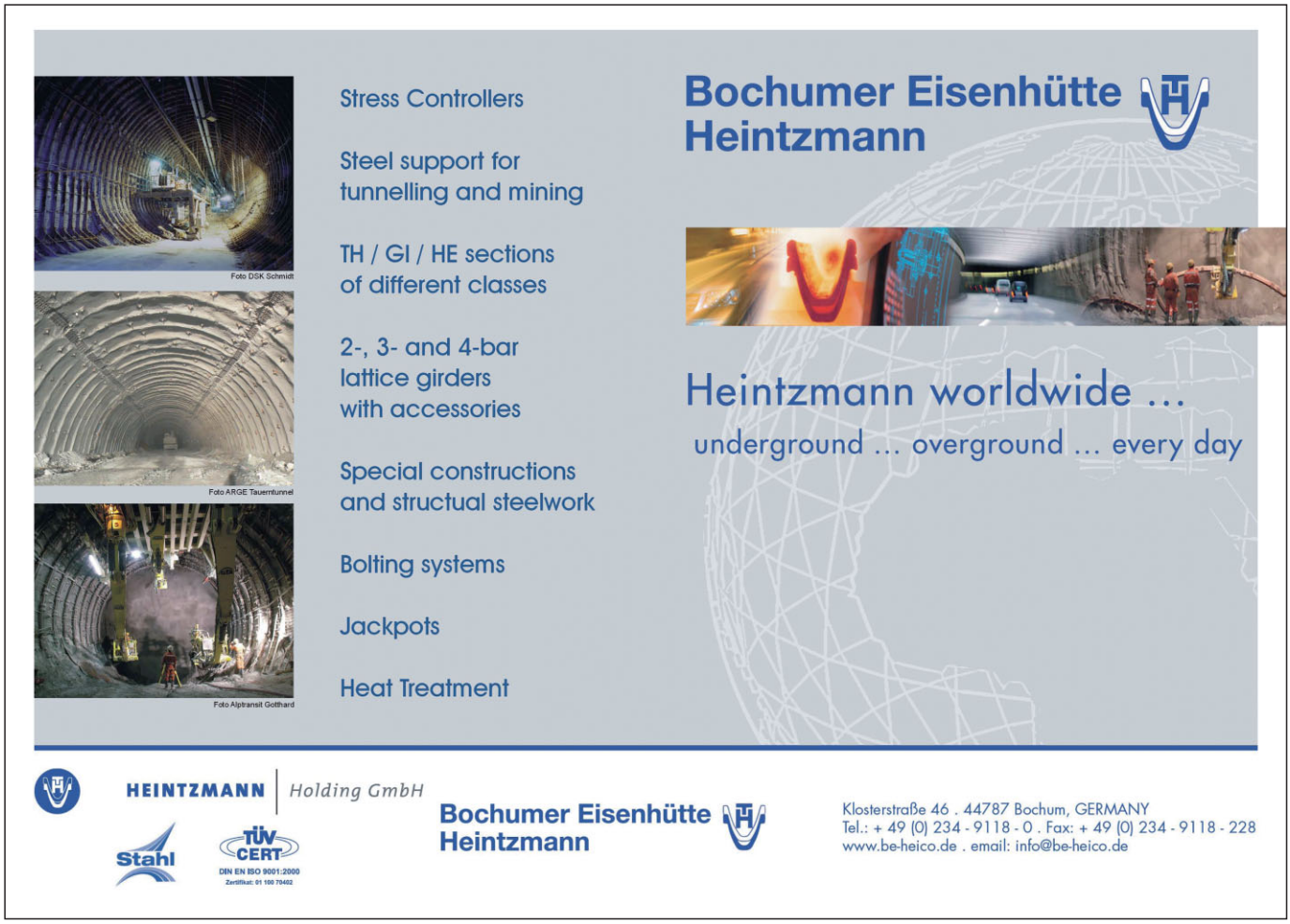
Eine Darstellung weiterer, für die Sicherung anderer prominenter Hamburger Bauwerke durchgeführter Berechnungen ist einer zukünftigen Veröffentlichung vorbehalten. Ebenso verhält es sich mit der Berücksichtigung zeitabhängiger Effekte im Sinne der Modellierung einer vollständigen Schilddurchfahrt. Dazu ist das vorgestellte

[15] *Schmidt, B.*: Settlements and ground movements associated with tunneling in soil. Ph.D. thesis, University of Illinois, 1969.
[16] *Schmitt, J., Fritsch, M., Kuhn, C., Stahlmann, J.*: Einfluss der stofflichen Modellierung auf die numerische Simulation eines Schildvortriebs *(The influence of the material modelling on the numerical simulation of a shield tunnel drive)*. 21st CAD-FEM Users Meeting, Berlin/Potsdam, 2003.
[17] *Schultze, E., Horn, A.*: Setzungsberechnung. Kap. 18, Grundbautaschenbuch, Teil 1, 4. Auflage *(Settlement calculations chapter 18, foundation engineering pocket book, part 1, 4th issue)*. Berlin: Ernst & Sohn, 1990.
[18] *Schweiger, H. F.*: The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), S. 336–344.
[19] *Stahlmann, J., Schmitt, J., Oberdorf, M.*: Einfluss des Stoffgesetzes zur numerischen Modellierung des Untergrunds auf die Setzung bei oberflächennahen maschinell aufgefahrenen Tunnelbauwerken. *(The influence of the material laws for the numerical modelling of the subsoil on the settlement connected with shallow mechanically bored tunnels)* Proceedings Workshop Tunnel und unterirdischer Hohlraumbau, Arbeitskreis „Numerik in der Geotechnik", Weimar, 2006.
[20] *Vermeer, A. P.*: A Double Hardening Model for Sand. Geótechnique 28 (1978), S. 413–433.
[21] *Winselmann, D.*: Stoffgesetze mit isotroper und kinematischer Verfestigung sowie deren Anwendung auf Sand *(Material laws with isotropic and kinematic consolidation and their application to sand)*. Diss. TU Braunschweig, 1984.

ganzheitliche Stoffmodell unlängst um die Beschreibungsmöglichkeit von instationären Porenwasserdrücken erweitert worden.

Dr.-Ing. Christian Böttcher

Dipl.-Ing. Klaus Fabricius

Dr.-Ing. Henning Kaufmann

all:
Ingenieurbüro Dr. Binnewies
Alsterterrasse 10a
20354 Hamburg
Germany
mail@dr-ing-binnewies.de