

Y. Hu, H.-G. Kempfert

Numerische Modellierung der Langzeitverformungen von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung

Zusammenfassung Das Langzeitverhalten von Bauwerken unter zyklischen Belastungen wird durch zeitabhängige plastische Verformungen im Untergrund beeinflusst. Der vorliegende Beitrag berichtet über eine quasi-statische Vorgehensweise zur Erfassung bzw. numerischen Modellierung der Langzeitverformungen von vollständig wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung. Die Anwendbarkeit des entwickelten Rechenmodells wird durch ein Berechnungsbeispiel im Eisenbahnbau gezeigt.

Numerical modeling of the long-term deformation of saturated clayey soils under cyclic loading

Abstract The long-term behaviour of building structures is influenced by the time-dependent plastic deformations of soils resulting from cyclic loading. This paper presents a quasi-static procedure modeling the long-term deformation of saturated clayey soils under cyclic loading conditions. For illustrating the applicability of the developed calculation model, an example of a railway foundation is given.

1 Einleitung

Wiederholte Belastungen des Untergrundes treten bei zahlreichen Anwendungen in der Geotechnik auf. Dies können z. B. sein: Einwirkungen aus dem Straßen- und Eisenbahnverkehr, Wellenbelastungen oder Untergrundbeanspruchungen aus Maschinenfundamenten, Windbeanspruchungen oder ähnliches. Bei der wiederholten Belastung ist die Frequenz ein wesentlicher Parameter. Zu unterscheiden sind dynamische Einwirkungen im höheren Frequenzbereich und Einwirkungen mit niedrigen Frequenzen, bei denen Trägheitskräfte näherungsweise vernachlässigt werden können. Letzteres wird hier als zyklische Belastung bezeichnet. In diesem Beitrag wird der Sonderfall wassergesättigter, normalkonsolidierter bindiger Böden betrachtet, wobei die Porenwasserüberdruckentwicklung unter der zyklischen Belastung von entscheidender Bedeutung für das Trag- und Verformungsverhalten ist. Unter diesen Randbedingungen wird als Anwendungsschwerpunkt der Verkehrswegebau auf verformungsintensiven Böden behandelt.

2 Modellvorstellung

2.1 Allgemeine Beschreibung zum Verformungsverhalten

Das mechanische Verhalten von bindigen Böden unter zyklischer Belastung ist abhängig von einer Vielzahl von Faktoren. Hier werden nur die Böden behandelt, die wassergesättigt sind und sich unter Scherbelastung kontraktant verhalten. Dies bedeutet, dass unter zyklischer Belastung nur Porenwasserüberdruck zu erwarten ist. Anhand einer Dreiaxialprobe unter zyklischen

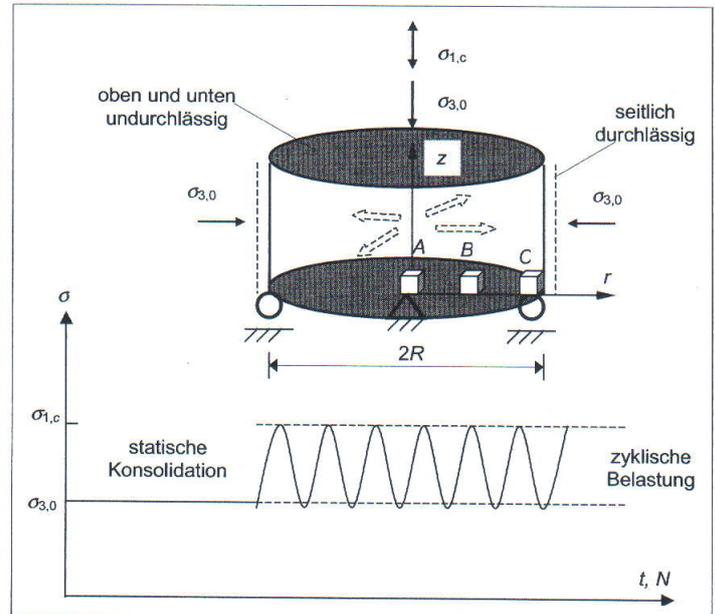


Bild 1. Systembedingungen an einer zyklisch belasteten Bodenprobe mit seitlicher Entwässerungsmöglichkeit

Fig. 1. System of a soil sample under cyclic triaxial condition with lateral drainage boundary

Belastungsbedingungen (**Bild 1**) wird das Verformungsverhalten beschrieben.

Dabei wird angenommen, dass die Probe vor der zyklischen Belastung mit $\sigma_{3,0}$ statisch isotrop auskonsolidiert und danach einer gleichmäßig verteilten, zyklischen Vertikalspannung $\sigma_{1,c}$ ausgesetzt ist. Während der zyklischen Belastung ist eine seitliche Entwässerung möglich.

Abhängig von der Lastzyklenzahl bzw. der Belastungszeit tritt ein Porenwasserüberdruck auf, der sich aus reversiblen und bleibenden Anteilen zusammensetzt ($u = u^r + u^b$). Hier bezieht sich der bleibende Porenwasserüberdruck auf den Anteil, der durch plastische Scherverformungen verursacht wird. Der Abbau dieses bleibenden Porenwasserüberdruckes ist jedoch bei vorgegebenen Entwässerungsbedingungen möglich. Wie in **Bild 2** schematisch dargestellt, nimmt der bleibende Porenwasserüberdruck u^b zuerst zu- und dann ab. Dieser bleibende Porenwasserüberdruck u^b ist maßgeblich für die plastischen Verformungen. Mit zunehmendem bleibenden Porenwasserüberdruck nach Belastungsbeginn stellt sich zuerst undrainede plastische Scherverformung ($\epsilon_v = 0$) ein. Abhängig von der Durchlässigkeit k und der Entfernung zum Entwässerungsrand ($R-r$) erreicht u^b nach einer gewissen Zeit t_p sein Maximum. Anschließend beginnt der Abbau von u^b bzw. die entsprechende drainede plastische Volumenverformung.

Gemäß **Bild 2** ist t_p am Punkt A größer als am Punkt B, da der Punkt A weiter von dem Entwässerungsrand entfernt ist als der Punkt B und dadurch später zu dränieren beginnt. Dies hat einen höheren bleibenden Porenwasserüberdruck im Punkt A zur Folge ($u^b_A > u^b_B$). Das

Dr.-Ing. habil. Yifeng Hu

LGA Nürnberg,
Tillystraße 2,
90431 Nürnberg;
vormals Universität
Gh Kassel

Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Hans-Georg Kempfert

Fachgebiet Geotechnik
der Universität Gh Kassel,
Mönchebergstraße 7,
34125 Kassel

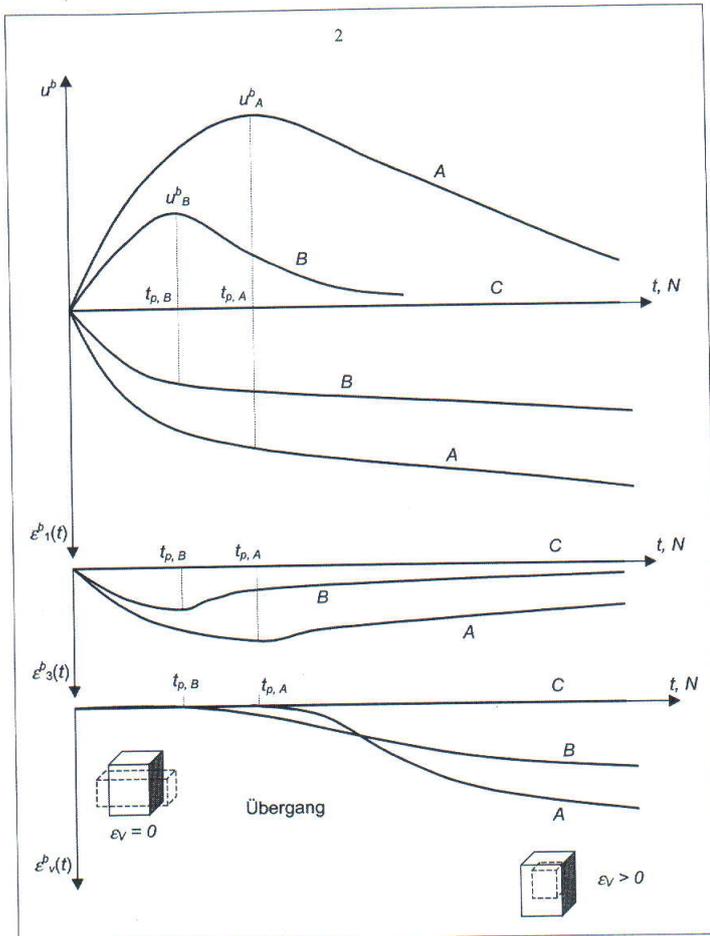


Bild 2. Qualitativer Verlauf des bleibenden Porenwasserüberdruckes u^p , der bleibenden Axial- und Radialdehnungen sowie der dränierten Volumendehnung in Abhängigkeit von der Belastungsdauer in den Punkten A, B und C
Fig. 2. Qualitative curves of permanent excess pore water pressure u^p , permanent axial and radial strains as well as drained volume strain depending on loading duration at the points A, B, C

heißt, dass innerhalb der Probe kein homogener Spannungszustand im Sinne der effektiven Spannungen vorhanden ist. Dies hat zwei Auswirkungen auf das Verformungsverhalten. Nach Belastungsbeginn erfährt der Punkt A größere undrännierte plastische Scherverformung als der Punkt B. Anschließend wird sich die dränierte plastische Volumendehnung am Punkt A auch höher einstellen als am Punkt B. Daraus ergibt sich eine ungleichmäßige Verteilung der effektiven Spannungen und der plastischen Verformung. Davon ausgehend kann die Bodenprobe nicht als ein Element, sondern muss als ein kleines System betrachtet werden.

2.2 Annahmen und Festlegungen

Folgende Annahmen bzw. Festlegungen liegen den Modellvorstellungen zugrunde:

- Das Ziel liegt in der Beschreibung der bleibenden bzw. plastischen Verformungen als Summenkurve; der Verlauf jeder einzelnen zyklischen Schleife wird nicht verfolgt. Davon ausgehend wird eine quasi-statische Vorgehensweise gewählt. Als Belastung dient das Maximum der dynamisch-zyklischen Spannung.
- Der mechanische Teil und der hydraulische Teil (Konsolidation) des Modells werden zuerst entkoppelt aber über den bleibenden Porenwasserüberdruck miteinander verknüpft.

Bild 3 zeigt das Modell schematisch in eindimensionaler Form. Die

zyklische Belastung ist hier durch eine quasi-statische Spannung σ_c charakterisiert. Das symbolische Federelement E soll die quasi-elastischen Verformungen ϵ^e beschreiben. Zyklische Versuchsergebnisse an schluffigem Ton unter undrännierten Bedingungen ergaben, siehe z. B. [1], dass eine Abnahme von E während der zyklischen Belastung stattfindet. Nach ca. 10^5 Lastzyklen konvergiert E gegen einen Endwert. Die zyklischen Dreiaxialversuche an nicht vollständig wassergesättigten schluffigen Tonböden in [2] zeigten, dass sich E unter teilweise dränierter Bedingung nach anfänglicher Abnahme wieder erhöht und sich ein stabiler Wert nach 10^4 Lastzyklen einstellt. Auf der Grundlage der bisherigen Erkenntnisse in der Literatur lässt sich dieser komplexe Sachverhalt quantitativ nicht abgesichert beschreiben. Es sei aber darauf hingewiesen, dass unter zyklischer Belastung die reversiblen Verformungen ϵ^e nur einen kleinen Anteil an den gesamten Verformungen ($\epsilon^e + \epsilon^p$) ausmachen, sofern die zyklische Belastung nicht zum Bruch der Bodenproben führt, so dass die Änderung des quasi-elastischen E-Moduls über den Verlauf der zyklischen Belastung vernachlässigt werden kann. Der E-Modul wird in diesem Modell nur abhängig von der Bodenart und der statischen Vorbelastung eingeführt.

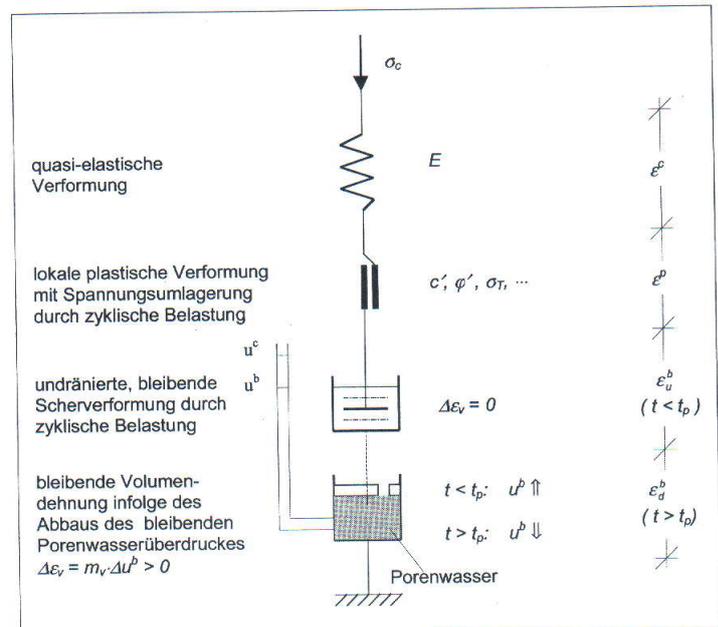


Bild 3. Quasi-statisches eindimensionales Modell zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von wassergesättigten, bindigen Böden unter dauerhaft zyklischer Belastung
Fig. 3. Quasi-static, one-dimensional Model describing deformation behavior of saturated clayey soils under cyclic loading

Das Gleitelement in Bild 3 definiert die Grenze der Scher- und Zugfestigkeiten unter zyklischer Belastungsbedingung. Die Literaturrecherche zeigte, dass die Belastungsgeschwindigkeit einen Einfluss auf die zyklische Grenzlinie hat, siehe z. B. [3] und [4]. Bei höheren Frequenzen wird die statische Bruchlinie i. d. R. überschritten. Dies gilt jedoch nur für die Anfangszeit der Belastung. Andere Untersuchungen mit effektiven Spannungen ergaben jedoch, dass für normalkonsolidierte Tonböden demgegenüber die undrännierte zyklische Festigkeit von der Frequenz und der Belastungsdauer nicht maßgeblich beeinflusst wird, siehe z. B. [5]. Davon ausgehend wird hier zunächst angenommen, dass die statische Grenzlinie weitgehend auch auf zyklische Belastungsbedingungen anwendbar ist. Bei einer zyklischen Belastung befinden sich anfänglich die meisten Bodenelemente überwiegend unter undrännierten Bedingungen. Der Porenwasserüberdruck steigt zyklen- bzw. zeitabhängig an. Der

reversible Anteil von Porenwasserüberdruck u^c resultiert aus der hydrostatischen Komponente der zyklischen Belastung und bewegt sich zwischen 0 und dem Maximum u_{max}^c . Dies kann abgeschätzt werden mit $u_{max}^c = A_c \cdot (\sigma_{x,c} + \sigma_{y,c} + \sigma_{z,c})$, wobei $\sigma_{x,c}$, $\sigma_{y,c}$, $\sigma_{z,c}$ die Spannungskomponenten aus der zyklischen Belastung sind. Der Parameter A_c kann anhand des reversiblen Anteils des Porenwasserüberdruckes bei den undrännierten zyklischen Dreiaxialversuchen ermittelt werden. Im Vergleich dazu resultiert der bleibende Porenwasserüberdruck u^b aus der Umlagerung der Bodenkörner infolge plastischer Scherverformung und ist stark zeitabhängig. Darauf wird in Abschnitt 3 eingegangen.

Mit dem resultierenden Porenwasserüberdruck $u = u^c + u^b$ sowie den totalen Spannungen läßt sich feststellen, ob die Grenzlinie oder die Bruchkriterien verletzt werden oder nicht. Tritt Festigkeitsüberschreitung im Sinne der effektiven Spannungen auf, bedeutet dies für ein Bodenelement bereits Bruch, der mit einer schnell zunehmenden plastischen Verformung ε^p bis zum Versagen charakterisiert ist. Im Gegensatz dazu findet eine plastische Spannungsumverteilung statt, wenn diese Überschreitung nur im lokalen Bodenbereich erfolgt.

Bei zyklischer Belastung treten auch plastische Verformungen auf, wenn der effektive Spannungszustand unterhalb der Bruchlinie liegt. Diese plastischen Verformungen setzen sich aus undrännierten und drännierten Bestandteilen zusammen, die hier jeweils als undrännierte bleibende Verformung ε_d^b sowie dränerte bleibende Verformung ε_d^d bezeichnet sind. Die beiden Komponenten sind in Bild 3 jeweils mit einem Viskositätselement und einem Konsolidationselement veranschaulicht.

Wird ψ als die Geschwindigkeit des Aufbaus des bleibenden Porenwasserüberdruckes unter undrännierter zyklischer Belastung definiert ($\psi = \partial u_d^b / \partial t$), kann ψ als eine Art „Druckquelle“ in die konventionelle Konsolidationsgleichung eingefügt werden. Es wird angenommen, dass der Abbau des bleibenden Porenwasserüberdruckes während eines Zeitschrittes Δt durch Dränierung gleich Δu^b ist, und die Zunahme infolge zyklischer Belastung im selben Zeitschritt $\Delta t \cdot \psi$. Damit ist die resultierende Änderung des bleibenden Porenwasserüberdruckes über $\Delta t \cdot \psi - \Delta u^b$ bestimmbar. Die Änderung der effektiven Spannung ergibt sich somit zu $\Delta \sigma' = -(\Delta t \cdot \psi - \Delta u^b) = (\Delta u^b - \Delta t \cdot \psi)$. Die Differenzialgleichung zur Beschreibung der Konsolidation läßt sich ableiten zu

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^b}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^b}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^b}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u^b}{\partial t} - \psi \right) \quad (1)$$

wobei

m_v : Beiwert der Volumenkompaktion;

k : Beiwert der Durchlässigkeit;

γ_w : Wichte des Wassers.

Die aus dem Abbau des Porenwasserüberdruckes resultierende plastische Volumendehnung ($\Delta \varepsilon_d^b$) kann ermittelt werden mit

$$\Delta \varepsilon_d^b = m_v \cdot \Delta u^b \quad (\Delta u^b < 0). \quad (2)$$

Die resultierende Verformung ergibt sich zusammenfassend zu

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^c\} + \{\varepsilon^p\} + \{\varepsilon_u^b\} + \{\varepsilon_d^b\}. \quad (3)$$

3 Porenwasserüberdruck unter undrännierten Bedingungen

Der Aufbau des bleibenden Porenwasserüberdruckes unter undrännierten Bedingungen kann auf der Grundlage von Literaturergebnissen bestimmt werden (siehe z. B. [6]) mit

$$\frac{u_g^b}{\sigma_{3,0}} = \rho \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma_{3,0}} \right)^{\alpha_G} \cdot (1 + \log N)^\theta. \quad (4)$$

ρ , α_G und θ sind drei Regressionsparameter aus den Ergebnissen undrännierter zyklischer Versuche.

Dieser Ansatz enthält jedoch nicht den Einfluss der zyklischen Frequenz. Die zyklischen Dreiaxialversuche aus [7] mit $f = 0,02/0,05/0,2/0,5$ Hz ergaben, dass für eine festgelegte Lastzyklenzahl niedrigere Frequenzen einen höheren Porenwasserüberdruck bewirken. Diese Differenz resultiert jedoch vorwiegend aus den unterschiedlichen zyklischen Belastungszeiten. Für den bleibenden Porenwasserüberdruck ist die gesamte äußere Arbeit bzw. die Belastungsdauer maßgeblich. Eine Auswertung von Versuchsergebnissen über die Belastungszeit anstelle über die Lastzyklenzahl weist größenordnungsmäßig die gleichen Ergebnisse für unterschiedliche Frequenzen auf. Es ist deshalb zweckmäßig, im niedrigen Frequenzbereich nicht die Lastzyklenzahl, sondern die Belastungszeit als maßgeblichen Parameter zur Beschreibung des bleibenden Porenwasserüberdruckes anzusetzen. Damit ergibt sich ein nur untergeordneter Einfluss der Frequenz.

Mit diesem Verfahren läßt sich der empirische Ansatz (4) umschreiben zu

$$\frac{u_g^b}{\sigma_{3,0}} = \rho \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma_{3,0}} \right)^{\alpha_G} \cdot (1 + \log t)^\theta = \rho \cdot \left(\frac{q_c}{\sigma_{3,0}} \right)^{\alpha_G} \cdot [1 + \log(N/f)]^\theta. \quad (5)$$

4 Undrännierte plastische Scherverformungen

Die strain theory (siehe [8, 9]) geht davon aus, dass das Schergleiten und der teilweise Kollaps des Korngerüsts zur Umlagerung der ursprünglich von den Kontaktpunkten der Bodenkörner übertragenen Spannungen auf das Porenwasser führen. Daraus resultiert der Porenwasserüberdruck unter undrännierten Belastungsbedingungen. Da diese Verformungen überwiegend irreversibel sind, zeichnet sich der Porenwasserüberdruck überwiegend bleibend ab. Dies bedeutet, dass die plastischen Scherverformungen anstelle von Spannungen eng mit dem bleibenden Porenwasserüberdruck verbunden sind. Dieses theoretische Modell wurde durch zahlreiche experimentelle Ergebnisse von verschiedenen normalkonsolidierten Tonböden unter statischen und auch zyklischen Belastungsbedingungen bestätigt, siehe z. B. [5], [7], [9], [10] und [11].

Für normalkonsolidierte wassergesättigte Tonböden kann deshalb angenommen werden, dass eine Beziehung zwischen dem Quotienten aus Porenwasserüberdruck und Konsolidationsspannung u/p'_0 und der größten Hauptdehnung $\varepsilon_{1,u}$ besteht. Die zahlreichen statischen Versuche von [9] ergaben, dass diese Beziehung unabhängig sind von Belastungsdauer, Konsolidationsspannung p'_0 sowie Strukturanisotropie (intrinsic anisotropy).

Untersuchungen in [5] ergaben, dass dieser Zusammenhang mit der folgenden hyperbolischen Funktion gut angenähert werden kann:

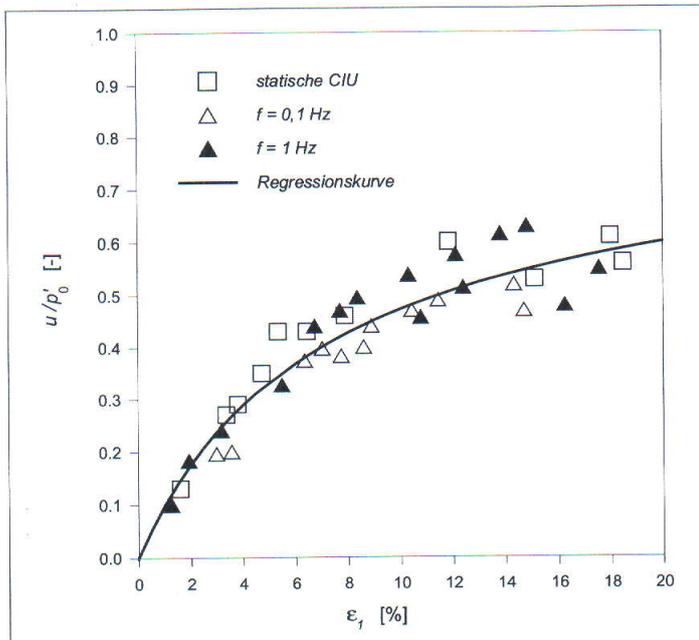


Bild 4. Zusammenhang von größter Hauptdehnung und Porenwasserüberdruck aus statischen und zyklischen Versuchen, nach [5]
Fig. 4. Relationship between the 1. Principal strain and excess pore water pressure from static and cyclic tests, after [5]

$$\frac{u}{p'_0} = \frac{\epsilon_{1,u}}{a + b \cdot \epsilon_{1,u}} \quad (6)$$

a und b sind zwei Parameter. Versuchsergebnisse aus [5] sind in **Bild 4** wiedergegeben. Daraus geht hervor, dass dieser Ansatz unabhängig von der Belastungsart und -geschwindigkeit gilt. Obwohl diese Ergebnisse mit dem totalen Porenwasserüberdruck und der gesamten größten Hauptdehnung dargestellt sind, kann aufgrund der ausgeführten theoretischen Überlegungen vereinfachend davon ausgegangen werden, dass ähnliche Beziehung auch für die bleibenden Größen besteht, da die reversiblen Anteile des Porenwasserüberdruckes und der Dehnungen im Verhältnis zu den irreversiblen wesentlich geringer sind. In der vorliegenden Arbeit wird deshalb die folgende hyperbolische Funktion

$$\frac{u^b}{p'_0} = \frac{\epsilon_{1,u}^b}{a + b \cdot \epsilon_{1,u}^b} \quad (7)$$

verwendet. Daraus ergibt sich die bleibende größte Hauptdehnung zu

$$\epsilon_{1,u}^b = \frac{a \cdot u^b}{p'_0 - b \cdot u^b} \quad (8)$$

Somit kann die entsprechende größte plastische Hauptdehnung unter undrännierter zyklischer Belastung aus dem bleibenden Porenwasserüberdruck bestimmt werden.

5 Dräniertere plastische Volumenänderungen

Die dränierteren plastischen Verformungen unter zyklischer Belastung entsprechen nicht denen unter statischer Belastung, da die zyklische Belastung nicht nur den Porenwasserüberdruck verursacht, sondern auch die Bodenstruktur nennenswert verändert.

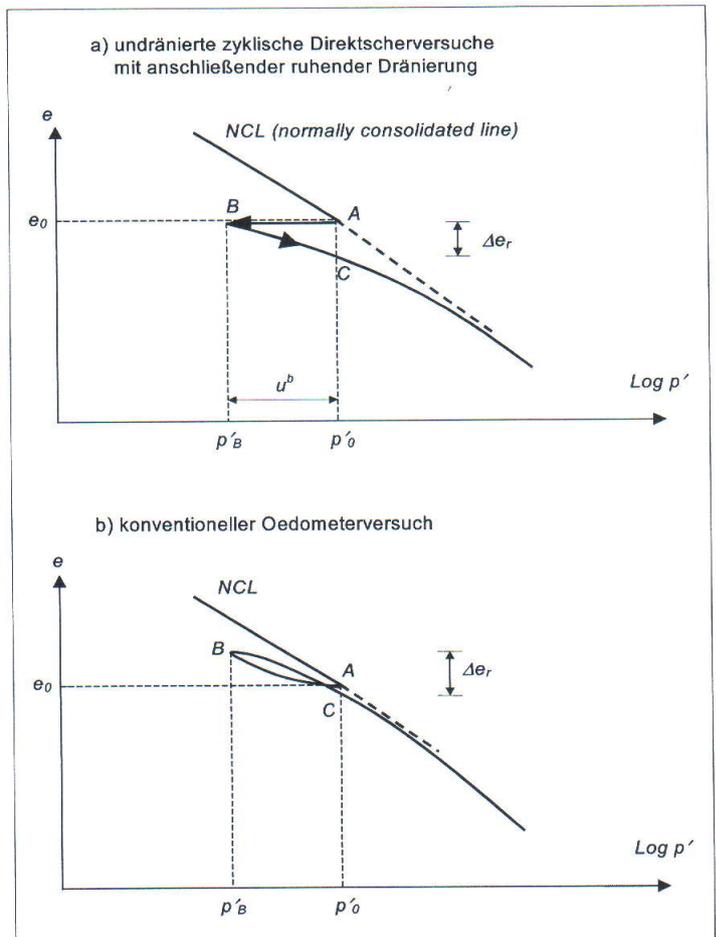


Bild 5. Vergleich schematische Darstellung des Kompressionsverhaltens von konventionellen Oedometerbedingungen und undrännierten zyklischen Direktscherbedingungen mit anschließender ruhender Dränierung
Fig. 5. Schematic description of compressive behaviour under conventional Oedometer condition as well as under undrained cyclic direct shear condition with subsequent drainage

Zur Bestimmung der dränierteren Verformungen können im Labor Versuche derart durchgeführt werden, dass die Bodenproben zuerst unter undrännierten Bedingungen bis zu einem bestimmten Porenwasserüberdruck zyklisch belastet werden und dann Dränierung zugelassen wird, Pfad A→B→C, siehe **Bild 5a**. Mit der Porenzahländerung Δe_r , sowie der Anfangsporenzahl e_0 lässt sich die Abhängigkeit der zyklischen Volumendehnung ϵ_v^b von dem sich unter Zyklus einstellenden und danach wieder abbauenden, bleibenden Porenwasserüberdruck u^b experimentell ableiten.

Wird der Zustandspfad bei dieser Versuchstechnik mit dem Pfad der Wiederbelastung bei konventionellen Oedometerversuchen verglichen, siehe **Bild 5a** und **Bild 5b**, so ist festzustellen, dass sich der Pfad B→C (Dränierung) formal ähnlich verhält wie der Pfad bei der Wiederbelastung in konventionellen Oedometerversuchen. Die beiden Pfade sind jedoch physikalisch nicht dieselben, da bei der zyklischen Belastung der Pfad B→C eine vollständig bleibende bzw. plastische Volumendehnung bewirkt, während bei den konventionellen Oedometerversuchen nur ein Teil der Volumendehnung des Pfades B→C plastischen Verformungen entspricht. Dennoch kann pragmatisch ein Zusammenhang zwischen den beiden Parametern aufgestellt werden.

Dieser Ansatz wurde in [12, 13] experimentell überprüft. Auf der Grundlage von zahlreichen undrännierten zyklischen Direktscherversuchen mit anschließender ruhender Dränierung an normalkonsoli-

dierten Drammen Clay sowie konventionellen Oedometerversuchen stellten Yasuhara & Andersen eine Abhängigkeit zwischen den beiden Parametern auf [13]. Es zeigt sich, dass für normalkonsolidierte Böden die dränierete plastische Volumendehnung infolge zyklischer Belastung mit dem Kompressionsbeiwert aus dem Wiederbelastungsast konventioneller Oedometerversuche unter Berücksichtigung eines Faktors von 1,5 abgeschätzt werden kann. Die empirische Beziehung lautet

$$\varepsilon_v^b = 1,5 \frac{C_r}{1+e_0} \log \left(\frac{1}{1-u^b/p'_0} \right) \quad (9)$$

Dabei ist C_r der Kompressionsbeiwert der Wiederbelastung aus konventionellen Oedometerversuchen. Der Beiwert der Volumenkompression m_v kann somit berechnet werden mit

$$m_v = d \varepsilon_v^b / du^b = 1,5 \cdot \frac{C_r}{1+e_0} \cdot \frac{1}{\ln 10} \cdot \frac{1}{p'_0 - u^b} \quad (10)$$

6 Programmsystem GeoCycl

Der vorgestellte Stoffansatz wurde nach der Methode der Finite-Elemente und der Finite-Differenzen in ein Programmsystem zweidimensional implementiert. Das Hauptflussdiagramm ist in **Bild 6** dargestellt.

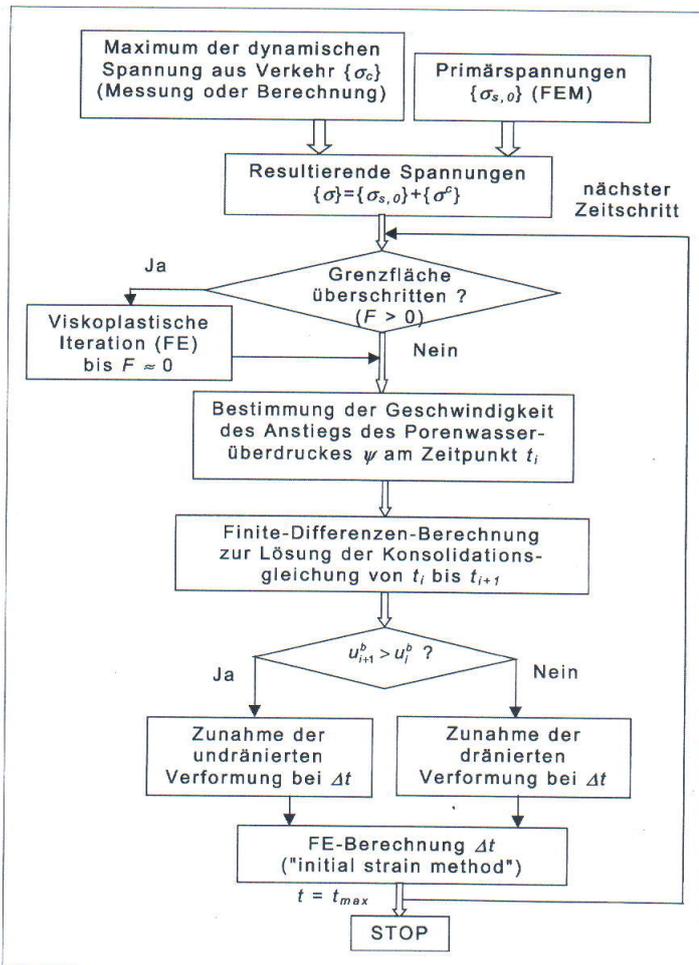


Bild 6. Hauptflussdiagramm des Rechenprogramms GeoCycl
Fig. 6. Main controlling diagram of the program GeoCycl

Der erste Rechenschritt ist die Bestimmung der statischen Primärspannung vor der zyklischen Belastung. Dazu wird eine separate FE-Berechnung mit dem Eigengewicht des Untergrundes vorgenommen. Die daraus resultierenden Spannungen werden als Ausgangswerte für die folgende quasi-statische Berechnung zur Simulation der zyklischen Belastung verwendet.

Anschließend beginnt die quasi-statische Berechnung mit den vorgegebenen zyklischen Lasten. Das Maximum der dynamischen Spannungen kann durch eine elastische dynamische FE-Berechnung ermittelt werden und unmittelbar als Eingangswert in das Programmsystem eingelesen werden. Wahlweise kann aber auch vereinfachend davon ausgegangen werden, dass die dynamische Einwirkung durch einen Lasterhöhungsfaktor κ_d auf statische Werte berücksichtigt oder durch Messungen abgeleitet werden kann.

Wird das Festigkeitskriterium durch die resultierende Belastung $\{\{\sigma_{s,0}\} + \{\sigma_c\}\}$ verletzt ($F > 0$), erfolgt eine viskoplastische Iteration. Nach der Konvergenz werden Konsolidations- und Verformungsberechnungen zur Simulation des zeitabhängigen Verhaltens unter zyklischer Belastung begonnen. Es sei darauf hingewiesen, dass die Prüfung der Festigkeitsüberschreitungen im Laufe der Konsolidations- und Verformungsberechnungen ständig durchgeführt werden sollte. Dabei werden die aktuellen Porenwasserüberdrücke zur Ermittlung der effektiven Spannung mit einbezogen. Wird die Verletzung des Bruchkriteriums festgestellt, sind die Konsolidations- und Verformungsberechnungen vorübergehend zu unterbrechen und die viskoplastische Iteration dazwischen vorzunehmen. Die Konsolidations- und Verformungsberechnungen können dann wieder begonnen werden, wenn die viskoplastische Iteration konvergiert ist.

Nach der viskoplastischen Iteration lassen sich die Hauptwerte und somit die deviatorischen Werte der Spannungen $\{\sigma^c\}$ in den Gaußpunkten bestimmen. Diese Werte werden anschließend für die Berechnung der Druckquelle ψ sowie von $\{\Delta\varepsilon_{ij}^b\}$ verwendet. Mit $\psi(t)$ in den Gaußpunkten sind durch Interpolationsfunktionen die entsprechenden Werte in den Gitterpunkten $\psi_{ij}(t)$ zu bestimmen. $\psi_{ij}(t)$ fließt danach in Finite-Differenzen-Gleichungen für die Konsolidationsberechnung nach Gl.(1) ein.

Zur Ermittlung der Inkremente der undränierten plastischen Verformungen $\{\Delta\varepsilon_{ij}^b\}$ im Zeitschritt Δt werden die Zuwächse in der Hauptrichtung 1 unter Verwendung von Gl. (8) berechnet:

$$\Delta\varepsilon_{u,1}^b = \frac{a \cdot p'_0}{(p'_0 - b \cdot u^b)^2} \cdot \Delta u^b \quad (11)$$

Ausgehend von undränierten Bedingungen können damit die Zuwächse der bleibenden Verformungen in den anderen Hauptrichtungen ermittelt werden.

Die Finite-Differenz-Berechnung mit $\psi_{ij}(t)$ liefert die neuen Porenwasserüberdrücke $\{u^b(t + \Delta t)\}$ an den Gitterpunkten zum Zeitpunkt $t + \Delta t$. Daraus werden entsprechende Werte in den Gaußpunkten des FE-Netzes durch Interpolationsfunktionen errechnet. Wird eine Abnahme im Vergleich zum Wert im vorigen Zeitpunkt t festgestellt, deutet dies den Eintritt der bleibenden Volumendehnung in diesem Zeitschritt an. In diesem Fall werden die entsprechenden Inkremente der dränierten Verformungen $\{\Delta\varepsilon_{ij}^b\}$ mit Gl. (10) bestimmt.

Die ermittelte Zunahme der plastischen Verformungen im Zeitschnitt Δt wird dann anhand der „initial strain method“ nach der Methode der Finite-Elemente berücksichtigt und danach beginnt der nächste Zeitschritt.

In dieser Form werden die Berechnungen so lange fortgesetzt, bis die vorgesehene rechnerische Belastungszeit erreicht wird.

7 Berechnungsbeispiel: Verkehrsweg (Eisenbahn) auf tonigem Untergrund

7.1 Aufgabenstellung

Im folgenden wird anhand eines Berechnungsbeispiels aus dem Eisenbahnbau die Anwendungsmöglichkeit des entwickelten Rechenmodells bei wassergesättigten bindigen Böden gezeigt. In **Bild 7** ist der ausgewählte Querschnitt einer eingleisigen Strecke dargestellt. Zur Modellvereinfachung wurde als Oberbau eine Feste Fahrbahn gewählt. Dabei setzt sich der Oberbau aus der Betontragplatte und der hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) zusammen. Unter der Frostschutzschicht (FSS) steht eine Tonschicht (schluffiger Ton) mit einer Mächtigkeit von 8 m. Darunter liegt eine tragfähige Sandschicht. Der Grundwasserspiegel wird an der Unterkante der Frostschutzschicht angenommen.

wurde für das ausgewählte Berechnungsbeispiel in Bild 7 vereinfachend eine statische elastische Berechnung unter Berücksichtigung der Feldmessungen ausgeführt. Dabei wurden die Messergebnisse aus einem praktischen Projekt zugrunde gelegt, siehe [14]. In der numerischen Berechnung wurden zwei statische Linienlasten von jeweils $p/2 = 50 \text{ kN/m}$ angenommen. Daraus ergaben sich die Spannungen, die innerhalb der Bandbreite der Messergebnisse liegen. Diese statischen Lasten enthalten bereits dynamischen Erhöhungsfaktor und werden hier als eine realistische Belastung aus dem Eisenbahnverkehr zur numerischen Untersuchung des Langzeitverhaltens mit **GeoCycl** verwendet.

Des Weiteren wurde vereinfachend angenommen, dass die dynamischen Spannungen als eine harmonische Funktion mit einer maßgebenden Frequenz von 1 Hz für die plastischen Verformungen in der Tonschicht idealisiert werden können.

In **Bild 8** ist der Berechnungsausschnitt bzw. das erstellte FE-Netz abgebildet. Die Höhe des Berechnungsausschnittes entspricht mit 8,5 m der gesamten Mächtigkeit der FSS und der Tonschicht, die Breite mit 20 m etwa dem fünffachen der Breite der HGT. Die Betonplatte und die hydraulisch gebundene Tragschicht haben eine gesamte Dicke von 0,5 m. Es wurde angenommen, dass unterhalb der Tonschicht keine wesentlichen Verformungsanteile mehr vorhanden sind. Der Berechnungsausschnitt wurde mit 259 isoparametrischen 8-Knoten-Elementen diskretisiert.

Die Verschiebungsrandbedingungen sind ebenfalls in Bild 8 gezeigt. Zu den hydraulischen Randbedingungen wurden die Ober- und Unterkante der Tonschicht als Entwässerungsränder angenommen, während die seitlichen Ränder des Berechnungsausschnittes als undurchlässig berücksichtigt wurden.

In **Tabelle 1** sind alle Stoffparameter für die vier Materialien angegeben. Der Oberbau wurde als elastisches Material, und der Unterbau als elastisch-plastisches Material angenommen. Die Parameter für das neue Stoffgesetz (Tonschicht, zyklisch belastet) wurden aus zyklischen und statischen Triaxialversuchen abgeleitet.

7.3 Berechnungsergebnisse

Bild 9 zeigt die Entwicklung des bleibenden Porenwasserüberdruckes 3 m unterhalb der Oberkante der Betontragplatte über einen Zeitraum von 200 Tagen. Daraus geht hervor, dass in der ersten Phase der bleibende Porenwasserüberdruck sehr schnell ansteigt, bis das Maximum von ca. $10,5 \text{ kN/m}^2$ erreicht wird. Anschließend beginnt der Abbau des bleibenden Porenwasserüberdruckes infolge

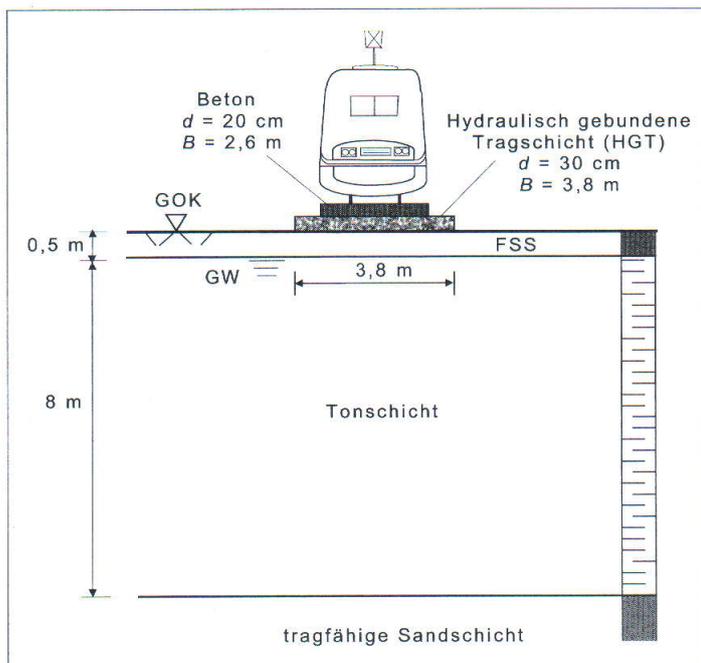


Bild 7. Vereinfachter Querschnitt des Berechnungsbeispiels aus dem Eisenbahnbau
Fig. 7. Simplified cross section of the calculation example of railway foundation

7.2 Lastannahmen, Modell und Stoffparameter

Die zyklisch-dynamischen Belastungen im Ober-, Unterbau und Untergrund infolge von Zugüberfahrten resultieren aus mehreren Erregungen. Theoretisch können diese dynamischen Erregungen in zwei Gruppen unterteilt werden, ein bewegtes statisches Lastbild mit einer Fahrgeschwindigkeit v auf der perfekten Fahrbahn sowie die dynamischen Belastungen infolge der betriebsbedingten Erregungen aus dem Fahrzeug und den zeitveränderlichen Störungen (z. B. Fahrbahnebenenheiten, Lageänderungen des Gleises sowie Schienenwelligkeit). Um die realistischen dynamischen Spannungen im Untergrund zu bestimmen,

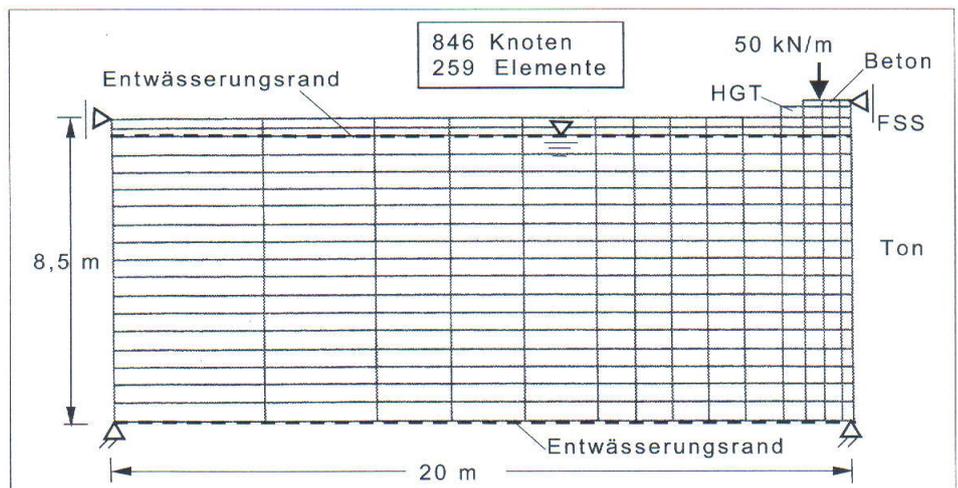


Bild 8. Berechnungsausschnitt, FE-Netz sowie Randbedingungen
Fig. 8. Calculation section, FE-mesh and boundary conditions

Tonschicht:	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\rho = 0,1$; $\alpha_G = 1,0$; $\theta = 1,2$; $c' = 4,0 \text{ kN/m}^2$; $\varphi' = 24^\circ$; $k_x = k_y = 1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$; $a = 1,0$; $b = 1,4$; $A_c = 0,05$; $m_v = 0,5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$.
FSS:	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $E = 100 \text{ MN/m}^2$; $\nu = 0,30$; $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$; $\varphi' = 38^\circ$.
HGT:	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$; $E = 5.000 \text{ MN/m}^2$; $\nu = 0,25$.
Beton:	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$; $E = 30.000 \text{ MN/m}^2$; $\nu = 0,16$

Tabelle 1. Stoffparameter
Table 1. Material parameters

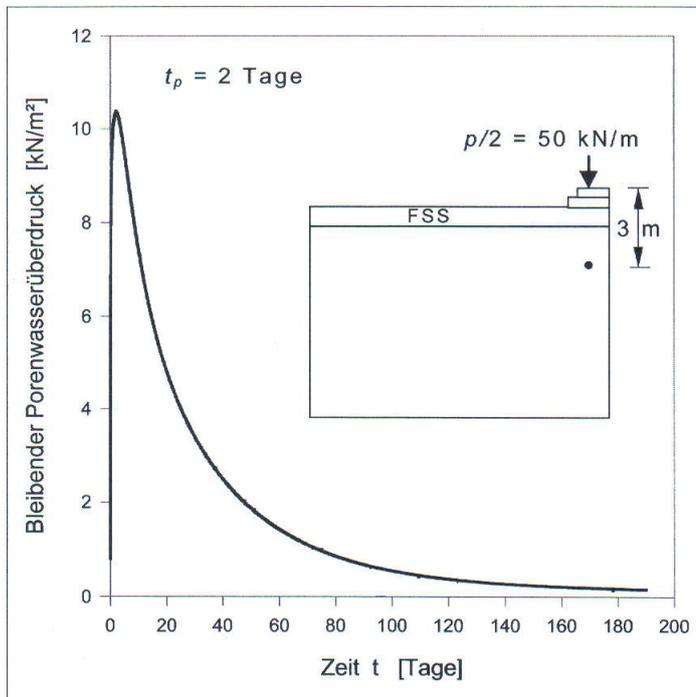


Bild 9. Zeitabhängige Entwicklung des „bleibenden“ Porenwasserüberdrucks für einen ausgewählten Punkt
Fig. 9. Time-dependent „permanent“ excess pore pressure for a chosen point

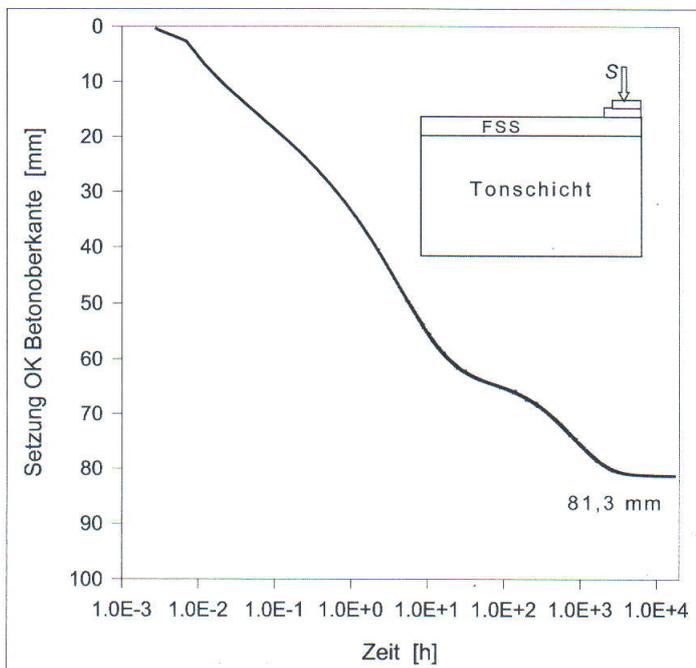


Bild 10. Setzung in Abhängigkeit von der Zeit auf der Oberkante der Betontragplatte
Fig. 10. Time-dependent Settlement on the top edge of concrete bearing plate

der Dränierung bzw. der Konsolidation. Wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit der Tonschicht findet dieser Vorgang langsam statt. Etwa 150 Tage sind erforderlich, bis der bleibende Porenwasserüberdruck auf nahezu Null abgebaut wird.

Bild 10 zeigt das Zeit-Setzungsverhalten. Aufgrund der angenommenen zyklischen Belastungsfrequenz stellen sich hier die undränierten bleibenden Verformungen innerhalb von ca. 180 000 Lastzyklen ein. Danach überwiegen die dränierten plastischen Verformungen mit langsamem Porenwasserüberdruckabbau. Der Anteil der undränerten Verformung an der gesamten Setzung beträgt ca. 75 % und derjenige der dränerten Verformung ca. 25 %.

7.4 Wirksamkeit eines Bodenaustausches

Im folgenden soll beispielhaft mit dem entwickelten Rechenmodell die Wirksamkeit eines Bodenaustausches untersucht werden, damit die Setzungen infolge Verkehrsbelastungen für die hier vorliegenden Randbedingungen bis auf 15 mm reduziert werden.

Die Auswirkung der Bodenaustauschtiefe H auf die resultierenden Setzungen wurde durch mehrere numerische Berechnungen mit unterschiedlichen H (0,5 bis 4 m) untersucht. Als Austauschmaterial wurde ein gut verdichtetes Kies-Sand-Gemisch angesetzt, dessen mechanisches Verhalten elastisch-plastisch angenommen wurde. Die entsprechenden Parameter wurden denen der FSS gleichgesetzt (siehe Tabelle 1).

In **Bild 11** sind die Setzungen infolge Verkehrsbelastung als eine Funktion von der Bodenaustauschtiefe dargestellt. Daraus geht hervor, dass der Bodenaustausch erwartungsgemäß eine bedeutende Auswirkung auf die Verminderung der Setzungen hat. Dies ist besonders wirksam im oberen Bereich (bis $H = 2,5$ m). Eine weitere Vergrößerung der Austauschtiefe H hat nur eine geringere Auswirkung auf die Verminderung der Setzungen. Im vorliegenden Beispiel ergibt sich eine notwendige Tiefe des Bodenaustausches von 2,7 m für die vorgegebene zulässige Setzung von 15 mm infolge Verkehrsbelastung. Insgesamt sind die Berechnungsergebnisse unter Berücksichtigung der Zyklik plausibel. Messungen mit den hier gewählten Randbedingungen liegen leider nicht vor.

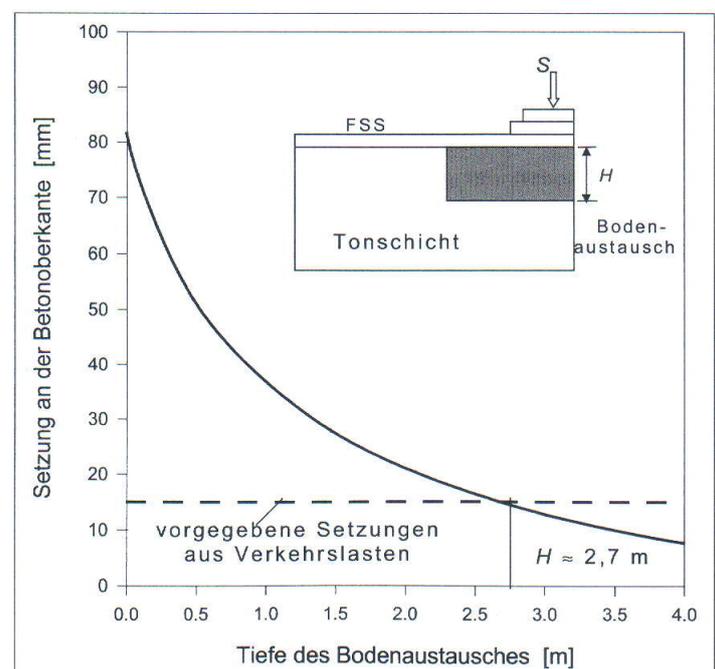


Bild 11. Setzungen in Abhängigkeit von der Tiefe des Bodenaustausches
Fig. 11. Settlement depending on the depth of soil replacement

8 Zusammenfassung

Der vorliegende Aufsatz beschreibt eine Vorgehensweise zur Erfassung bzw. Modellierung der Langzeitverformungen von wassergesättigten, normalkonsolidierten bindigen Böden unter dauerhafter zyklischer Belastung.

Aus den Literaturergebnissen und eigenen Erkenntnissen geht hervor, dass der sich infolge zyklischer Belastung einstellende bleibende Porenwasserüberdruck ein maßgebender Parameter ist, der sowohl die undraineden plastischen Scherverformungen nach Belastungsbeginn, als auch die anschließenden draineden plastischen Volumenänderungen bestimmt. Darauf aufbauend wurde eine Modellvorstellung zur Beschreibung des Verhaltens erarbeitet. Basierend auf der Modellvorstellung wurde ein quasi-statischer Stoffansatz formuliert. Dabei wurde der Aufbau des bleibenden Porenwasserüberdruckes und die damit verbundenen undraineden plastischen Scherverformungen mit empirischen Ansätzen aus der Literatur beschrieben. Der bleibende Porenwasserüberdruck wurde als eine Druckquelle in die Konsolidationsgleichung hinzugefügt. Somit kann der anschließende Abbau des Porenwasserüberdruckes infolge Konsolidation erfasst werden. Mit dem abgebauten Porenwasserüberdruck wurden die draineden plastischen Volumenänderungen mit Ansätzen ermittelt, die ebenfalls basierend auf den Versuchsergebnissen in der Literatur formuliert wurden.

Für die praktische Anwendung wurde der abgeleitete Stoffansatz numerisch nach der Methode der Finite-Elemente und der Finite-Differenzen in ein Programmsystem implementiert. Das entwickelte Programmsystem **GeoCycl** wurde dann auf ein Berechnungsbeispiel aus dem Eisenbahnbau angewendet. Die Gesamtsetzungen aus dem Eisenbahnverkehr betragen etwa 80 mm. Davon resultiert ca. 75 % aus den undraineden plastischen Scherverformungen und ca. 25 % aus den anschließenden draineden plastischen Volumenänderungen. Des Weiteren wurde beispielhaft die Wirksamkeit eines Bodenaustausches numerisch untersucht.

9 Danksagung

Die vorliegende Arbeit ist im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogrammes „Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund“ (SPP 1015) entstanden. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danken wir für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

- [1] Brown, S. F., Lashine, A. K. F.; Hyde, A. F. L.: Repeated load triaxial testing of a silty clay. *Géotechnique* 25 (1975) 95-114.
- [2] Floss, R.; Schwarz, P.: Elastische und bleibende Verformungen bei dynamischen Triaxialversuchen. Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München 1986. DFG-Forschungsbericht F1136/1-1.
- [3] Konrad, J.-M.; Wagg, B. T.: Undrained cyclic loading of anisotropically consolidated clayey silts. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 119 (1993) 929-947.
- [4] Takahashi, M.; Hight, D. W.; Vaughan, P. R.: Effective stress changes observed during undrained cyclic triaxial tests on clay. *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, (Swansea 1980) 201-209.
- [5] Yasuhara, K.; Yamanouchi, T.; Hirao, K.: Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 22 (1982) 77-91.
- [6] Yasuhara, K.; Hirao, K.; Hyodo, M.: Partial-drained behaviour of clay under cyclic loading. *Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, (Innsbruck 1988) 659-664.
- [7] Matsui, T.; Ohara, H.; Ito, T.: Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clays. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 106 (1980) 1101-1120.
- [8] Lo, K. Y.: The pore pressure-strain relationship for normally consolidated undisturbed clays, Part I Theoretical considerations. *Can. Geotech. J.* 6 (1969) 383-394.
- [9] Lo, K. Y.: The pore pressure-strain relationship for normally consolidated undisturbed clays, Part II Experimental investigation and practical applications. *Can. Geotech. J.* 6 (1969) 395-412.
- [10] Ansal, A. M.; Erken, A.: Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses. *J. Geotech. Eng.*, 115 (1989) 968-983.
- [11] Wilson, N. E.; Greenwood, J. R.: Pore pressures and strains after repeated loading of saturated clay. *Can. Geotech. J.* 11 (1974) 269-277.
- [12] Hyodo, M.; Yasuhara, K.; Hirao, K.: Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests. *Soils and Foundations*, 32 (1992) 117-127.
- [13] Yasuhara, K.; Andersen, K. H.: Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*, 31 (1991) 83-94.
- [14] Kempfert, H.-G.; Villacorta, T.; Stöcker, T.: Versuchsbericht zum Systemvergleich Feste Fahrbahn – Phase 1b; Messungen zur Untergrundbeanspruchung unter Festen Fahrbahnen bei Waghäusel (unveröffentl.), 1997.

Bauingenieur

ISSN 0005-6650, Band 76 erscheint 2001

Sprecher der Herausgeber

Professor Dr.-Ing. K. Zilch

Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 80290 München.
Tel. 0 89/2 89-2 30 38, Fax 0 89/2 89-2 30 46
E-Mail: bauing@massivbau.bauwesen.tu-muenchen.de

Herausgeber

Professor Dr.-Ing. G. Girmscheid

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
ETH Hönggerberg, CH-8093 Zürich
Tel. 0041/ 1 6333787, Fax 0041/ 1 6331088
E-Mail: baubetrieb@bb.baug.ethz.ch

Professor Dr.-Ing. R. Katzenbach

Institut für Geotechnik, TU Darmstadt
Petersenstr. 13, 64287 Darmstadt
Tel. 0 61 51/16 21 49, Fax 0 61 51/16 66 83
E-Mail: sekretariat@geotechnik.tu-darmstadt.de

Professor Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. B. Maidl

Lehrstuhl für Bauverfahrenstechnik
Tunnelbau und Baubetrieb, Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstr. 150, 44801 Bochum
Tel. 02 34/32 26094, Fax 02 34/32 14310
E-Mail: Bernhard.Maidl@ruhr-uni-bochum.de

Professor Dr.-Ing. habil. H. Pasternak

Lehrstuhl für Stahlbau, BTU Cottbus
Postfach 10 13 44, 03013 Cottbus

Tel. 03 55/69 21 07, Fax 03 55/69 21 44
E-Mail: hp@venus.kib.tu-cottbus.de

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. mult. E. Stein

Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik
Universität Hannover, Appelstr. 9A, 30167 Hannover
Tel.: 05 11/7 62-42 90, Fax 05 11/7 62-54 96
E-Mail: stein@ibnm.uni-hannover.de

Professor Dr.-Ing. K. Zilch

Lehrstuhl für Massivbau, TU München
80290 München
Tel. 0 89/2 89-2 30 38, Fax 0 89/2 89-2 30 46
E-Mail: bauing@massivbau.bauwesen.tu-muenchen.de

Alle Hauptaufsätze sind durch die Herausgeber begutachtet und rezensiert.

Der Bauingenieur ist offizielle Organzeitschrift der VDI-Gesellschaft Bautechnik.

Redaktion

Für den Textteil: Professor Dr.-Ing. K. Zilch
Anschrift siehe oben

Für „Produkte & Märkte“:

Dr. Thomas Burska-Erlor
Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG
Heinrichstr. 24, 40239 Düsseldorf
Tel. 02 11/61 03-402, Fax 02 11/61 03-148
E-Mail: burska@technikwissen.de

Hinweise für Autoren/Manuskripte

www.technikwissen.de/bauingenieur

Verlag

Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG
Verlag für technische Zeitschriften
Heinrichstr. 24, 40239 Düsseldorf
Postfach 10 10 22, 40001 Düsseldorf
Postbank Essen, Kto.-Nr. 13 244 432, BLZ 360 100 43
Deutsche Bank AG, Düsseldorf
Kto.-Nr. 5 498 175, BLZ 300 700 10
Swift-Code: DEUT DE 00

Geschäftsführung

Christian W. Scheyko

Satz

Baumann & Mäurer, 40239 Düsseldorf

Druck

KLIEMO printing, Hütte 53, 4700 Eupen, Belgien

Copyright

Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.

Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen. Für unverlangt eingesandte Manuskripte kann keine Gewähr übernommen werden.

Vertrieb und Leserservice

Tel. 02 11/61 03-140, Fax 02 11/61 03-414
E-Mail: vertrieb@technikwissen.de

IMPRESSUM

Bezugspreis

12 Ausgaben (davon 7/8 als Doppelheft)
Jahresabonnement: DM 579,00
VDI-Mitglieder: DM 521,10
VDI-Bau-Mitglieder: DM 289,50
Studenten: DM 144,00 (gegen Studienbescheinigung)
Studentische VDI-Bau-Mitglieder: DM 129,60 (gegen Studienbescheinigung)
Preise inkl. MwSt. zuzügl. Versandkosten (Inland: DM 25,00, Ausland: DM 60,00, Luftpost auf Anfrage)
Einzelheft: DM 59,00 inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten
Abonnements können nach einem Mindestbezugszeitraum von einem Jahr gekündigt werden. Ansonsten gilt eine Kündigungsfrist von sechs Wochen zum Ende eines Kalenderjahres.

Anzeigen

Manfred Maas
Tel. 02 11/61 03-369, Fax 02 11/61 03-300
E-Mail: maas@technikwissen.de

Anzeigenassistent

Karin Assig
Tel. 02 11/61 03-524, Fax 02 11/61 03-300

Es gilt der Anzeigentarif Nr. 35 vom 1. Januar 2001.

Weitere Informationen finden Sie unter:
www.technikwissen.de

