

Herausforderungen von Hochhausgründungen in Gebieten mit glazial geprägten Böden

Die wirtschaftliche und sichere Dimensionierung von Hochhausgründungen in Berlin erfordert eine realistische Prognose der zu erwartenden Baugrundverformungen sowohl für das Bauwerk selbst als auch für die vorhandene Nachbarbebauung. In diesem Zusammenhang kommt der Berücksichtigung der eiszeitlichen Vorbelastung und der dadurch bedingten Erhöhung der Bodensteifigkeit eine besondere Bedeutung zu. In diesem Beitrag werden verschiedene Ansätze für die Ableitung von Bodensteifigkeiten anhand von Setzungsmessungen an ausgeführten Bauwerken in Berlin verglichen. Es wird gezeigt, dass mit den Steifigkeiten auf Basis der Korrelationen nach Eurocode (EC) 7-2 die In-situ-Steifigkeit der Berliner Böden deutlich unterschätzt wird. Eine realistischere Abbildung der Steifigkeitsverhältnisse ist mit den Werten der TEV Gesteinseigenschaften und einem von den Autoren entwickelten Steifigkeitsansatz möglich. In diesen Ansätzen wird neben der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz auch die Genese der Bodenschichten im Hinblick auf die eiszeitliche Vorbelastung berücksichtigt.

Stichworte eiszeitlich vorbelastete Berliner Böden; Bodensteifigkeit; Setzungsberechnungen

Challenges in foundations for high-rise buildings in glacially preloaded soils

The economical and safe design of foundations for high-rise buildings in Berlin requires a realistic assessment of the expected settlements for both the building itself as well as for existing neighboring structures. In this context taking account of glacial preloading and the corresponding increase of soil stiffness has a significant impact on the quality of the settlement prediction. In this paper different approaches to derive soil stiffness parameters are compared with regard to settlement measurements at various buildings in Berlin. It can be shown that stiffness values based on the correlations of EC 7-2 significantly underestimate the in-situ stiffness of the soil types encountered in Berlin. A more realistic reproduction of soil stiffness is possible with the stiffness values of TEV Gesteinseigenschaften and a stiffness approach developed by the authors. In these approaches soil density respectively soil consistency as well as the geological history of the soil layers with regard to glacial preloading are taken into account.

Keywords glacially preloaded soils in Berlin; soil stiffness; settlement calculations

1 Problemstellung

Der oberflächennahe, für die städtischen Hochbaumaßnahmen relevante Baugrundbereich ist in weiten Gebieten Nord- und Mitteleuropas durch die Vereisungen des Pleistozäns der letzten 400 000 Jahre geprägt. Die in großen Bereichen Berlins erkundeten warmzeitlichen Ablagerungen des Holsteins können trotz ihrer Tiefenlagen von 40 bis 50 m unter Gelände und Mächtigkeiten von bis zu 20 m im Falle großer und hochbelasteter Gründungen noch erhebliche Verformungsanteile bewirken. Gleiches gilt für den unterhalb der quartären Böden in ähnlicher Tiefenlage und Mächtigkeit anstehenden miozänen Braunkohleschluff.

Für die aktuellen Hochhausbebauungen in der Berliner Innenstadt ist die eiszeitliche Überprägung sowohl der pleistozänen Sande und Geschiebeböden als auch der warmzeitlichen Bildungen bzw. des Braunkohleschluffs im Hinblick auf die realistische Abschätzung des Verformungsverhaltens und die technisch und wirtschaftlich optimierte Gründungsdimensionierung von großer Bedeutung. Die Ermittlung der bestimmenden Steifemoduli hat dabei, wie auch schon in der Geschichte der Hochhäuser in Frankfurt a. Main, im Kontext mit den Anforder-

ungen der DIN 4019 bevorzugt über die Nachrechnung von realen Situationen zu erfolgen.

Für die am Berliner Alexanderplatz erkundeten pleistozänen Bodenformationen und den tiefliegenden Braunkohleschluff führen diese Steifemoduli-Rückrechnungen zu erheblich höheren Steifigkeiten, verglichen mit den Ergebnissen von Ödometer- oder Pressiometerversuchen. Es kann dabei gezeigt werden, dass auch die in den Elster- und Saale-Kaltzeiten abgelagerten Sande und Geschiebeböden die durch die nachfolgende Weichsel-Kaltzeit erfahrene Belastung im „Gedächtnis“ behalten haben. Insbesondere bei Berechnungen geplanter Hochhausprojekte ist in diesem Kontext auch der nicht zu vernachlässigende Einfluss der Spannungs- und somit Tiefenabhängigkeit der Bodensteifigkeit zu berücksichtigen.

Bei der ingenieurmäßigen Optimierung des Setzungsminimums und der Abwägung, ob auch Plattengründungen möglich oder zur Setzungsminderung kombinierte Pfahl-Platten-Gründungen (KPP) oder Pfahlgründungen erforderlich sind, ist beim Vorliegen solcher tiefliegenden „Weichschichten“ das Wechselspiel zwischen einer Vergrößerung der Pfahllänge und der dabei stärkeren Annäherung an die tiefliegende „Weichschicht“ zu erfassen.

2 Geologische Bedingungen in Berlin

Die geologische Situation Berlins wurde maßgeblich durch die Vorstöße der Elster-, Saale- und Weichsel-Eiszeit geformt. Insbesondere die jüngste Weichsel-Eiszeit, die vor ca. 115 000 Jahren begann und vor etwa 10 000 Jahren mit dem Übergang ins Holozän endete, hinterließ in Berlin mit dem Warschau-Berliner Urstromtal, der Abflussbahn der Schmelzwässer und den Grundmoränen der Barnim-Hochfläche im Norden sowie der Teltow-Hochfläche im Süden die heute prägende Oberflächenstruktur.

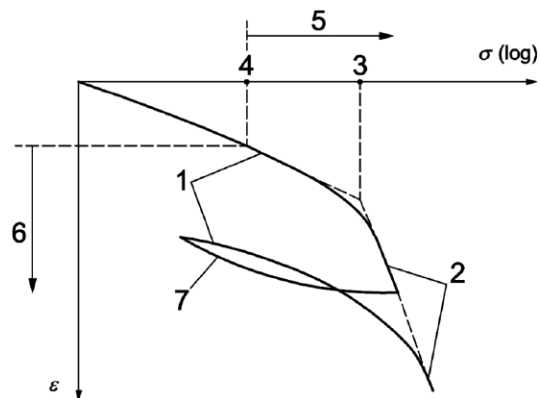
Die 10 bis 20 m mächtigen Talsande liegen im Berliner Urstromtal oft direkt auf den Schmelzwassersanden der älteren Saale-Kaltzeit auf, weil die weichsel- und saale-kaltzeitlichen Grundmoränen zumeist wegerodiert wurden. Im Bereich des Alexanderplatzes werden diese Sedimente in ca. 50 m Tiefe von tertiären Braunkohleschluffen unterlagert, die ihrerseits Mächtigkeiten von etwa 20 m aufweisen. In anderen Bereichen der Berliner Innenstadt haben sich die Ablagerungen der Elster-Eiszeiten tief in die tertiären Schichten eingeschnitten, oft sind dort zwischen den saale- und elsterkaltzeitlichen Bildungen noch mehr als 10 m mächtige Tone, Mudden und Schluffe der Holstein-Warmzeit eingelagert.

Bei ihrer südlichsten Ausdehnung erreichten die Gletscher der Weichsel-Kaltzeit vor ca. 20 000 Jahren eine Linie zwischen den Städten Brandenburg und Baruth. Für den Berliner Raum können Eisdicken zwischen 100 und 200 m angenommen werden, was einer Auflast von ca. 900 bis 1 800 kPa entspricht.

3 Verformungsverhalten des Baugrunds

Im Zuge der geotechnischen Nachweisführung für Bauwerke ist neben der Tragfähigkeit auch die Gebrauchstauglichkeit, d. h. das Setzungsverhalten des Bauwerks zu beurteilen. Wie im diesbezüglichen Normenwerk formuliert, kann dabei auch der Verformungszustand Tragfähigkeitsbeeinträchtigungen nach sich ziehen.

Das vertikale Verformungsverhalten des Baugrunds wird in der klassischen Bodenmechanik durch vertikale Stauungen, gemessen im einaxialen Druck- bzw. Ödometerversuch nach DIN EN ISO 17892-5, beschrieben. Um diesen Modul zu bestimmen, wird in vielen Fällen aus dem zu betrachtenden Bereich des Baugrunds möglichst ungestörtes Bodenmaterial entnommen bzw. werden bei Sanden die in-situ vorliegenden Lagerungsbedingungen im Labor nachgebildet. Im Anschluss wird dann eine Bodenprobe mit einem Durchmesser von > 3,5 cm und einer Höhe von > 1,2 cm einer Druckbelastung unterzogen. Bild 1 zeigt einen typischen Verformungsverlauf einer solchen ungestörten und im Labor belasteten Bodenprobe, an der die wesentlichen Merkmale des Last-Verformungs-Verhaltens erkannt werden können.



Legende

- | | | | |
|---|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Wiederbelastungsast | 5 | Zusatzspannung |
| 2 | Erstbelastungsast | 6 | Stauchung $\Delta\varepsilon$ |
| 3 | Vorbelastung | 7 | Entlastungsast |
| 4 | Ausgangsspannung | | |

Bild 1 Last-Verformungs-Kurve im Ödometerversuch nach DIN 4019:2015
Load displacement curve in oedometer testing according to DIN 4019:2015

Man erkennt in Bild 1, dass der Boden in seinem Verhalten stark nichtlinear ist, wobei das Verhalten dabei abhängig von der Größe der Belastung und der Belastungsgeschichte ist. Quantitativ ist dieses Verformungsverhalten darüber hinaus abhängig von der Dichte nichtbindiger Böden und der Konsistenz, Plastizität und Porenziffer bindiger Böden. Die Belastungsgeschichte (vgl. Bild 1) zeigt, dass die entnommene Bodenprobe bis zur Last 3 vorbelastet war. Betrachten wir das konkrete Beispiel eines ebenen Geländes, in dem eine Baugrube mit mehreren Metern ausgehoben und in diese dann ein Bauwerk gestellt werden soll, so stellt sich nach Bild 1 die Belastungsgeschichte eines Bodenelements wie folgt dar:

Der Aushub führt zu einer Entlastung von Punkt 3 nach Punkt 4, und durch das Herstellen des Bauwerks erfolgt eine Laststeigerung auf dem Pfad 5. Hierbei erfolgt der Teil der Belastung bis zur ehemaligen Vorlast (Punkt 3) mit relativ steifem Bodenverhalten, und bei Lasten, die über den Punkt 3 hinaus auftreten, reagiert der Boden dann deutlich weicher.

Die Auswirkung dieses Mechanismus auf das Setzungsverhalten von Bauwerken unter Einschluss der Betrachtungen zur beschriebenen ehemals vorhandenen Belastung aus Eisüberlagerungen der vergangenen Eiszeiten wird in den nachfolgenden Fallbeispielen gezeigt.

4 Abschätzung der Steifigkeitsparameter – Steifemoduli

4.1 Allgemeines

Zur Abschätzung der Steifemoduli stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung. DIN 4019:2015 gibt hierbei mehrere Wege an und beurteilt die Zuverlässigkeit der jeweiligen Vorgehensweise:

- Bestimmung der Steifemoduli durch Ödometerversuche,
- Bestimmung der Steifigkeit über Relationen zu bodenmechanischen Größen,
- Bestimmung der Steifemoduli durch Rückrechnung von gemessenen Setzungen.

DIN 4019:2015 gibt der letzten Vorgehensweise die größte Erwartungssicherheit. Bei der Bestimmung der Steifemoduli im Ödometerversuch ist abhängig von der Bodenart die bei der Entnahme der Bodenprobe in der Bohrung als auch bei deren Einbau in das Laborgerät auftretende Bodenstörung teilweise erheblich. Dies belegend kann bei den in Berlin anstehenden Geschiebeböden festgestellt werden, dass bei aus unterschiedlichen Tiefen gewonnenen Proben eine Vorbelastung aus dem überlagernden Bodengewicht in der Versuchsspur nicht gezeigt werden kann. Auch die Eisvorlast konnte auf diesem Wege bisher nicht gesichert nachvollzogen werden. Soweit Steifemoduli aus Ödometerversuchen abgeleitet werden sollen, muss daher auch die Eisvorlast durch entsprechende Laststufen im Ödometerversuch abgebildet bzw. neu aufgebracht werden. Die Steifigkeitsauswertung kann dann auf dem Ent-/Wiederbelastungsast beim In-situ-Spannungsniveau erfolgen.

In den nachfolgenden Vergleichsbetrachtungen wird die Auswirkung auf die hier untersuchten Gebäudesetzungen für Ableitungen aus anderen bodenmechanischen Größen und aus Kalibrierungen an vorliegenden Setzungsmessergebnissen untersucht.

4.2 Bestimmung nach EC 7-2, Anhang D4 und D5

Im Eurocode (EC) 7-2 sind in den informativen Anhängen D4 und D5 Abschätzungen des Steifemoduls E_{oed} über die Verwendung von Ergebnissen von Drucksondierungen angegeben.

Das Verfahren nach EC 7-2, Anhang D4, verwendet die in Gl. (1) angegebene Formel

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_c \quad (1)$$

mit q_c Spitzendruck der Drucksonde und α gemäß Tab. 1.

Im EC 7-2, Anhang D5, wird eine in DIN 4094-1:2002 veröffentlichte Beziehung angegeben, in der neben dem Spitzendruck der Drucksonde q_c auch die setzungserzeugende Gebäudelast $\Delta\sigma'_v$ berücksichtigt wird. Diese Beziehung nach Gl. (2) wird hier als Beziehung nach Ohde bezeichnet.

$$E_{oed} = \omega_1 \cdot p_a \left[\frac{\sigma'_v + 0,5 \Delta\sigma'_v}{p_a} \right]^{\omega_2} \quad (2)$$

Es werden im EC 7-2, Anhang D5, folgende Parameter angegeben:

Tab. 1 Auszug aus EC 7-2, Tabelle D.2 für die hier betrachteten Böden
Excerpt of EC 7-2, table D.2 for the soil types considered here

Boden	q_c	α
Schwach plastischer Schluff	$q_c < 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c \geq 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2$
Sande	$q_c > 5 \text{ MPa}$	$\alpha = 2$
	$q_c > 10 \text{ MPa}$	$\alpha = 1,5$

- p_a Referenzdruck mit 100 kPa
- Enggestufte Sande ($C_U < 3$) über Grundwasser
 $\omega_1 = 167 \cdot \lg q_c - 113$ für ($5 \leq q_c \leq 30 \text{ MPa}$)
 $\omega_2 = 0,5$ (3)
- Leichtplastische Tone ($0,75 \leq I_c \leq 1,30$) über Grundwasser (I_c ist die Konsistenzzahl)
 $\omega_1 = 15,2 \cdot q_c + 50$ für ($0,6 \text{ MPa} \leq q_c \leq 3,5 \text{ MPa}$)
 $\omega_2 = 0,6$ (4)

Werte für Böden unter Wasser sind nicht enthalten, ebenfalls sind Abhängigkeiten von der Belastungsgeschichte, d.h. der Auswirkung von Vorbelastungen, nicht angegeben. Folgendes Beispiel zeigt exemplarisch den Unterschied der Steifemoduli, die sich aus den im EC 7-2 informativ angeführten Ansätzen ergeben:

Sand mit $q_c = 10 \text{ MPa}$
 → aus D4 (Tab. D.2) $E_{oed} = 15 \text{ MPa}$
 → aus D5 $E_{oed} = 28 \text{ MPa}$

4.3 Ansatz von Baugrund in Berlin – TEV Gesteinseigenschaften

In den vom VEB Spezialkombinat Wasserbau, KB Baugrund Berlin, im Oktober 1979 veröffentlichten Technischen Vorschriften (TEV) Gesteinseigenschaften [1] wird für in Berlin anstehende Bodenarten die Abhängigkeit des für Setzungsberechnungen zu verwendenden Steifemoduls einmal über die betrachtete Tiefe, d.h. dem vor Gebäudeherstellung vorhandenen Spannungszustand, als auch für Bodenparameter wie Lagerungsdichte, Porenziffer, Konsistenz angegeben. Dieser Steifemodul stellt sich im Allgemeinen wie folgt dar.

$$E_{oed} = E_{00} \cdot (1 + \eta \cdot t) \quad (5)$$

mit
 t Tiefe der Bodenprobe in [m],
 E_{00} Holozäne Sande: 7,5 bis 50 MPa,
 Pleistozäne/tertiäre Kiese und Sande: 17,5 bis 50 MPa,
 Schluffe und Tone: 5 bis 24 MPa,
 Geschiebemergel: 15 bis 40 MPa,
 η Pleistozäne/tertiäre Kiese und Sande $\eta = 0,25 \text{ m}^{-1}$,
 Schluffe und Tone $\eta = 0,1 \text{ m}^{-1}$,
 Geschiebemergel $\eta = 0,2 \text{ m}^{-1}$.

Die für die E_{00} -Werte verwendete Porenziffer stellt dabei für die bindigen Böden einen sehr robusten

Kennwert dar, der durch Probenstörungen deutlich weniger beeinflussbar ist als z. B. der im Ödometer an vermeintlich ungestörten Proben gemessene Steifemodul. Die Bestimmung der Konsistenz und der Plastizität hingegen ist in Berliner Geschiebeböden aufgrund der hohen Grobkornanteile durchaus problematisch.

4.4 Steifigkeitsansatz nach [2]

Von der Geotechnik und Dynamik Consult GmbH (GuD) werden dem Steifigkeitsansatz die in [2] vorgenommenen Validierungsberechnungen an realen Strukturen zugrunde gelegt, wie den Berliner Flaktürmen sowie einer Probelastung in Marienfelde. Diese Ansätze wurden in den vergangenen Jahren in der täglichen Anwendung in ihrer Zuverlässigkeit überprüft und bestätigt.

Aktuell sind für die Verwendung dieser Steifigkeitsansätze in FEM-Berechnungen Ergänzungen bzw. Modifizierungen erforderlich. Darüber hinaus stellen sich auch die Grundwerte insofern jetzt modifiziert dar, als dass in [2] der in der damals gültigen DIN 4019:1979 für Setzungsermittlungen mithilfe lotrechter Spannungen im Boden empfohlene Korrekturfaktor von $\kappa = 0,67$ für Sand und Schluff entsprechend berücksichtigt wurde. Da diese Regelung in der aktuellen DIN 4019:2015 nicht mehr enthalten ist, werden aktuelle Berechnungen ohne einen solchen Korrekturfaktor der Setzungen durchgeführt, sodass die damit ermittelten Setzungen dann um den Faktor 1,5 größer wären als in den damaligen Anwendungen. Aus diesem Grund wurden die Grundwerte der Steifigkeiten um eben diesen Faktor vergrößert. Der Ansatz ergibt sich wie folgt:

$$E_{\text{oed}} \text{ (Erstbelastung)} = E_0 \cdot \sqrt{Z} \quad (6)$$

mit
 z Tiefe unter Gelände, vor Baugrubenaushub und vor Errichten des Bauwerks, in m,
 E_0 nach Tab. 2.

Tab. 2 Steifigkeitsparameter des GuD-Ansatzes
 Stiffness parameters of the GuD model

Bodenart	Steifigkeit E_0 in MPa · m ^{-0,5}	Faktor ζ Wiederbelastung
Geschiebemergel/-lehm:		
Weich	4	5
Steif	7,5	4
Steif-halbfest	12	3
Halbfest	15	3
Fest	18	3
Sande:		
Locker	18	4
Mitteldicht	30	3
Dicht	45	2,5
Sehr dicht	60	2

Für Wiederbelastungen werden die in Tab. 2 angegebenen E_0 -Werte mit dem Faktor ζ multipliziert.

Soweit Drucksondierungsergebnisse bzw. Konsistenzansprachen der Böden vorliegen, können die Werte des GuD-Ansatzes durch die folgenden Funktionen abgebildet werden:

Sande und Kiese eng gestuft ($C_U < 4$):

$$E_0 = 50 \cdot \log(q_c) - 20 \quad (7)$$

mit
 q_c Sondierungsspitzenndruck, in [MPa].

Geschiebemergel/-lehm:

$$E_0 = 80 \cdot \log(\sqrt{I_c}) + 14 \quad (8)$$

mit
 I_c Konsistenzzahl.

Bei Verwendung der Werte von Tab. 2 ist auf der sicheren Seite liegend eine Berücksichtigung von Bauwerkslasten wie bei den Ansätzen nach Ohde in Gl. (2) nicht in Ansatz zu bringen. Soweit FEM-Berechnungen mit spannungsabhängiger Bodensteifigkeit, z. B. mit dem Hardening-Soil-Materialmodell (HS-Modell) durchgeführt werden, sind folgende zusätzliche Anpassungen erforderlich:

- Zur Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung durch die Gebäudelast werden die Grundwerte für die nicht vorbelasteten Bodenschichten mit dem Faktor 0,67 reduziert.
- Der Seitendruckbeiwert wird für normal konsolidierte Böden mit $K_0 = 1 - \sin\phi'$ und für wiederbelastete Böden mit 0,8 angesetzt.

5 Vergleich der Ansätze mit Messergebnissen

5.1 Allgemeines

In den nachfolgenden Vergleichs- bzw. Validierungsberechnungen wird der Ansatz von GuD mit und ohne Berücksichtigung der Wirkung der eiszeitlichen Vorbelastung im Vergleich zu den Ergebnissen unter Verwendung der Ödometermodulabschätzungen nach EC 7-2 und TEV Gesteinseigenschaften betrachtet.

Da bezüglich des Ansatzes im EC 7-2 Angaben zu Einflüssen aus der Vorbelastung und auch zum Grundwasser nicht gegeben sind, werden die Werte so verwendet, wie sie sich ohne Modifikation im EC 7-2 darstellen. Bezüglich der TEV Gesteinseigenschaften wurde für die Bauvorhaben, bei denen Informationen zur Porenziffer nicht vorliegen, hierzu ein entsprechender Ansatz aus eigenen Erfahrungen berücksichtigt. Im Detail wurden in den Berechnungen die in Tab. 3 angegebenen Eingangswerte für die Steifigkeitsabbildung verwendet.

Tab. 3 Steifigkeitskennwerte für die Validierungsberechnungen
Stiffness parameters for the model validation

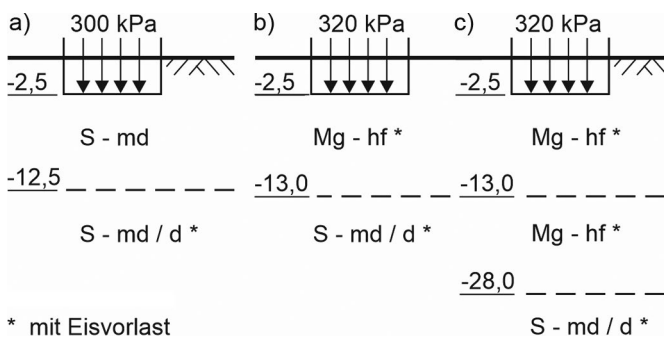
Bodenart	GuD E_0/ζ [MPa · m ^{-0,5}]/[-]	TEV E_{00}/η [MPa]/[m ⁻¹]	Ohde q_c [MPa]
Sand – mitteldicht Holozän (S-md)	30/3	22,5/0,25	10
Sand – mitteldicht Pleistozän (S-md)	30/3	30/0,25	10
Sand – mitteldicht – dicht (S-md/d)	37,5/2,75	50/0,25	20
Sand – dicht (S-d)	45/2,5	50/0,25	20
Mergel – halbfest (Mg-hf)	15/3	40/0,2	6
Braunkohleschluff steif – halbfest (BkU)	6,5/3	13/0,1	–

5.2 Flachgründungen Flaktürme, Testschüttung in Marienfelde und Hochhaus Park Inn

Die Flaktürme und die Testschüttung in Marienfelde wurden schon im Grundlagenaufsatz in [2] untersucht. Im Folgenden werden die nunmehr mit den aktuell verwendeten GuD-Kennwerten erhaltenen Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den anderen Ansätzen dargestellt. Das System der Flaktürme ist Bild 2 und das der Testschüttung Bild 3 zu entnehmen. Die Setzungsrechnungen wurden auf Basis von analytischen Berechnungsverfahren nach DIN 4019:2015 mit dem eigenen Programm ProgGuD durchgeführt. Die Bilder 2 und 3 zeigen die geometrische Situation und das Schichtenbild.

Das Park-Inn-Hochhaus am Alexanderplatz wurde unter Berücksichtigung der in [3] angegebenen geometrischen Abmessungen und Bauwerksbelastungen untersucht (Bild 4 und 5).

Hinsichtlich der Bauwerksbelastung wurde die in [3] angegebene Gesamtlast des Hochbaukörpers von 90000 Mp flächenmäßig umgerechnet in eine Belastung von 815 kPa. Die Bodenschichtung wurde im Hinblick auf aktuelle Erkenntnisse zum Baugrund gegenüber [3] dahingehend modifiziert, als dass die Mächtigkeit der tiefliegenden Braunkohleschluffschicht im Mittel nicht mit



30 m, sondern mit 20 m berücksichtigt wurde. Die durchgeführten Berechnungen ergeben die in Tab. 4 zusammengefassten Setzwerte.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten zeigt, dass die GuD-Kennwerte unter Berücksichtigung der Eisvorlast die Messwerte gut abbilden können.

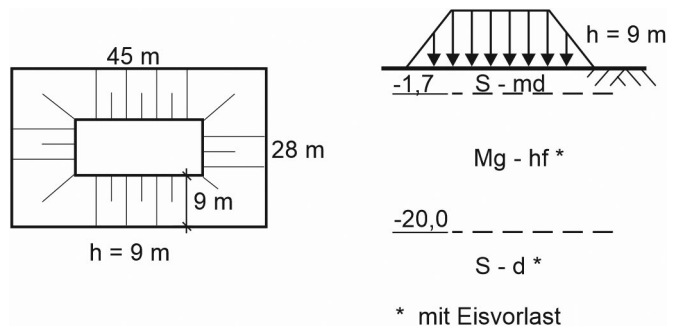


Bild 3 Testschüttung Marienfelde
Test embankment Marienfelde

Bild 2 Systeme der Flaktürme: a) Tiergarten, b) Humboldthain mit Mergel bis -13 m, c) Humboldthain mit Mergel bis -28 m unter GOK – Abmessungen 82 × 82 m
System of the Flak towers: a) Tiergarten, b) Humboldthain with marl to -13 m, c) Humboldthain with marl to -28 m below surface – foundation size 82 × 82 m

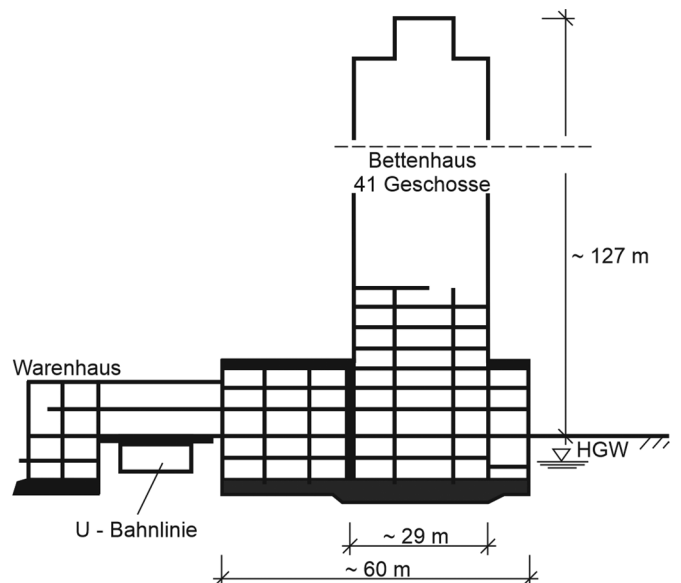
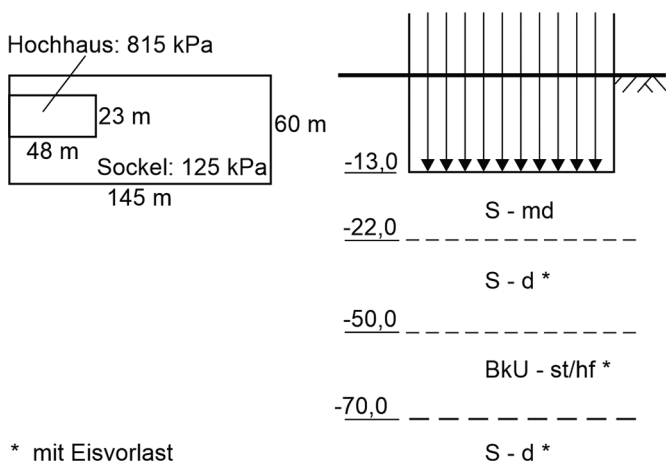


Bild 4 Systemschnitt Park Inn nach [3]
Schematic cross section Park Inn acc. to [3]

Tab. 4 Vergleich Messergebnisse mit Berechnungen – Setzungen in cm
Comparison of measurements and prognosis – settlements in cm

	Flakturm Tiergarten	Flakturm Humboldthain, Mergel bis -13 m	Flakturm Humboldthain, Mergel bis -28 m	Testschüttung Marienfelde	Park-Inn-Hochhaus
Messwert	4,7	4,3	4,3	1,8 bis 2,1	6 bis 8
GuD mit Eisvorlast	4,6	4,1	5,0	1,8	7,2
GuD ohne Eisvorlast	6,3	~11	~13	4,3	10,8
TEV	5,7	5,5	5,8	1,4	7,8
Ohde	~13	~20	~21	7,7	-



* mit Eisvorlast

Bild 5 Grundriss und Bodenschichtung Park Inn nach [3]
Ground view and soil layering at Park Inn acc. to [3]

Soweit in den GuD-Berechnungen die Eisvorlast unberücksichtigt bleibt, ergibt sich abhängig vom Anteil der vorbelasteten Böden eine teils erhebliche Überschätzung der zu erwartenden Setzungen.

Der Ansatz gemäß TEV Gesteinseigenschaften ergibt bei den untersuchten Bauwerken, mit Ausnahme der Testschüttung in Marienfelde, gute Prognosen, wobei bei den rein sandigen Bodenschichten beim Flakturm Tiergarten die Prognosewerte etwas erhöht sind. Ein vergleichbares Ergebnis wird in [4] bei der Untersuchung von Setzungen von Brückenfundamenten gezeigt.

Die Ansätze nach EC 7-2 ergeben, da hier keine Vorbelastungseffekte erfasst werden, naturgemäß deutlich zu weiches Verhalten, wobei auffällt, dass bei den bindigen Böden eine Überbewertung der Setzungen um den Faktor von mehr als vier erfolgt.

5.3 KPP-Gründung Upper West

5.3.1 Beschreibung des Vorhabens

Bild 6 zeigt das Vorhaben Upper West in der Berliner City-West. Dieses 33-geschossige Gebäude mit einer Baugrube mit drei Untergeschossen und einer Aushubtiefe von 15,5 m wurde durch die Ed. Züblin AG geplant und errichtet. Die Gründung des Gebäudes erfolgt über 46 Bohrpfäh-



Bild 6 Ansicht Hochhaus Upper West
View of the Upper West building

le mit $\varnothing 1,5$ m und Längen von ca. 11 bis 12 m sowie über die ca. 3 m dicke Bodenplatte, die gemeinsam eine Kombinierte Pfahl-Platten-Gründung (KPP) bilden.

5.3.2 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

In [5] wurde ein vereinfachter Ansatz zur Ermittlung der zu erwartenden Verformungen bei KPP-Gründungen vorgebracht und an einem praktischen Fall untersucht. Dieses Verfahren kommt auch beim Vorhaben Upper West zur Setzungsberechnung zum Einsatz.

Bild 7 zeigt das bei der vereinfachten Berechnung gewählte geometrische und Belastungssystem. Dafür muss der zu erwartende, durch Pfähle übernommene Lastanteil α_{KPP} -Wert abgeschätzt werden. Er wird hier aus Erfahrung mit 0,8 angenommen.

Wie Bild 7 zeigt, erfolgt die Einleitung der Pfahllasten in den Baugrund auf einer idealisierten Gründungsfläche F_2 , die in einer Tiefe von zwei Dritteln der Pfahllänge, gemessen ab Gründungssohle F_1 , liegt. Die Abstrahlung der Mantelreibung wird über eine Flächenvergrößerung mit dem halben Reibungswinkel idealisiert.

Die mit dem Setzungsprogramm ProgGuD ermittelten Verformungen wurden an vier Punkten ausgewertet.

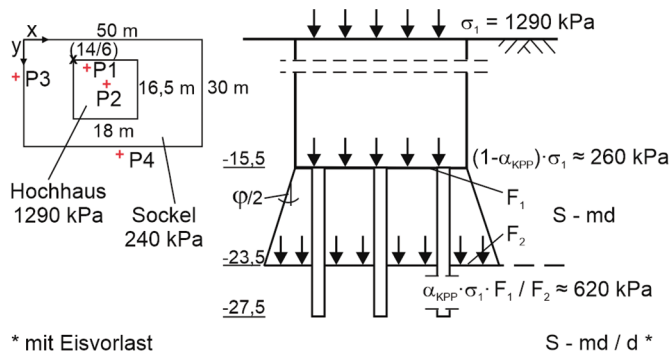


Bild 7 Vereinfachtes Modell für die KPP-Berechnung Upper West – Setzungspunkte P1 bis P4
Simplified model for the piled-raft-foundation Upper West – points of settlement P1 to P4

Punkt 1 befindet sich im charakteristischen Punkt der Lastfläche des Hochhauses von 18 m × 16,5 m. Punkt 2 liegt im Zentrum der Lastfläche des Hochhauses. Die Punkte 3 und 4 liegen außerhalb der Belastungsfläche und werden zur Ermittlung der Mitnahmesetzung der angrenzenden Nachbargebäude ausgewertet.

5.3.3 Berechnung mit dem Finite-Elemente-Modell (FE-Modell)

Die Ermittlung der zu erwartenden Setzungen des Neubaus und der benachbarten Gebäude im Zuge der Planung erfolgte mit einem 3D-FE-Modell [6]. Ein Überblick des Berechnungsmodells ist in Bild 8 dargestellt. Das angesetzte Bodenprofil entspricht dem Profil der vereinfachten Berechnung in Abschnitt 5.3.2 und Bild 7.

Das Materialverhalten der Bodenschichten wird für den GuD-Steifigkeitsansatz mit dem HS-Modell abgebildet. Das HS-Modell berücksichtigt eine spannungsabhängige Bodensteifigkeit in Erst- und Wiederbelastung, gesteuert über den Exponenten *m*. Für nähere Erläuterungen zum HS-Modell wird auf den Aufsatz in [7] verwiesen.

Die Steifigkeitsparameter des HS-Modells wurden aus den tiefenabhängigen GuD-Steifigkeitswerten für den

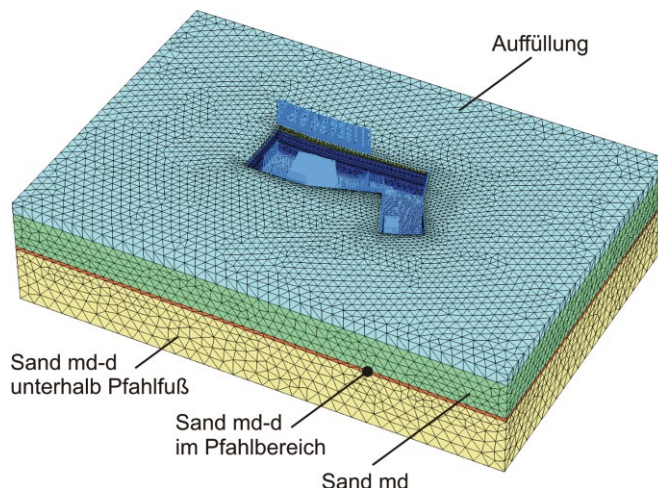


Bild 8 Ansicht des 3D-FE-Modells Upper West
Overview of the 3D FE-model Upper West

initialen Spannungszustand abgeleitet. Dabei wurde für die nicht vorbelasteten Schichten eine Abminderung der *E₀*-Werte nach Tab. 2 mit dem Faktor 0,67 vorgenommen, um die Steifigkeitserhöhung in der FE-Berechnung durch die Gebäudeauflast zu berücksichtigen.

Die eiszeitliche Vorbelastung wird in der Schicht Sand md/d (mitteldicht bis dicht gelagerte Sande) unterhalb der Pfahlunterkanten mit 500 kPa angesetzt. Bis Unterkante der Bohrpfähle wird im Sand md/d keine eiszeitliche Vorbelastung angesetzt, da infolge der Bohrpfahlerstellung von einer Störung des Bodengefüges auszugehen ist. Ebenso wird in diesem Bereich der Seitendruckbeiwert mit *K₀* = 0,6 statt *K₀* = 0,8 angesetzt. Die verwendeten Steifigkeitsparameter sind in Tab. 5 für den Fall mit eiszeitlicher Vorbelastung zusammengefasst. In der Berechnung ohne eiszeitliche Vorbelastung wird der Vorbelastungsdruck *POP* mit null und der Erdruchdruckbeiwert mit *K₀* = 1 - sin *φ'* in allen Bodenschichten angesetzt.

Die Berechnung mit dem TEV-Steifigkeitsansatz erfolgt mit einem Mohr-Coulomb-Materialmodell (MC-Modell) mit tiefenabhängiger Steifigkeit. Die tiefenabhängigen

Tab. 5 Upper West – Steifigkeitsparameter des HS-Modells auf Basis der GuD-Bodensteifigkeiten mit Eisvorlast
Upper West – stiffness parameters of the HS model based on GuD soil stiffness approach with glacial preload

Parameter des HS-Modells	Einheit	Auffüllung	Sand md	Sand md/d im Pfahlbereich	Sand md/d unterhalb Pfahlfuß
Oedometersteifigkeit <i>E_{ocd}^{ref}</i>	MPa	25	55	120	120
Deviatorische Steifigkeit <i>E₅₀^{ref}</i>	MPa	25	55	120	120
Ent-/Wiederbelastungs-steifigkeit <i>E_{ur}^{ref}</i>	MPa	75	165	300	300
Referenzspannung <i>p_{ref}</i>	kPa	100	100	100	100
Exponent <i>m</i>	–	0,5	0,5	0,5	0,5
Vorbelastung <i>POP</i>	kPa	0	0	0	500
Initialer Seitendruckbeiwert <i>K₀</i>	–	1-sin <i>φ'</i>	1-sin <i>φ'</i>	0,6	0,8

TEV-Steifigkeiten (vgl. Abschn. 4.3) werden direkt als Steifemoduli des MC-Modells verwendet.

Die Bohrpfähle werden mit sog. Embedded pile-Elementen abgebildet. Diese Elemente bestehen aus einem Biegebalken, der die Längs- und Biegesteifigkeit des Pfahls abbildet und mit dem Bodenkontinuum über Schub- und Normalkraftfedern verbunden ist. Die äußere Tragfähigkeit des Pfahls wird limitiert durch die vom Programmwender vorgegebene Pfahlfußkraft sowie die Scherfestigkeit des umgebenden Bodenkontinuums. Für eine detaillierte Erläuterung zu diesem Elementtyp wird auf [6] verwiesen. Im vorliegenden Fall wird der Pfahlmantelreibungswiderstand programmintern aus der Normalspannung auf den Embedded pile und der Scherfestigkeit des umgebenden Bodens ermittelt. Der Pfahlfußwiderstand wurde mit 5 MN vorgegeben.

5.3.4 Ergebnisse

Die mithilfe der analytischen und numerischen Berechnungen für die Punkte 1 bis 4 (vgl. Bild 7) ermittelten Setzungen sind in Tab. 6 zusammengefasst. In den analytischen Berechnungen wurden die Setzungen des Hochhauses für den charakteristischen Punkt ausgewertet. Für die FE-Berechnungen wird die Bandbreite der Setzungen im Hochhauskern angegeben. Dargestellt sind die Setzungen ab Endaushub, d.h. Setzungen der Nachbarbebauung infolge der Herstellung der Baugrube werden hier nicht betrachtet.

Die Ergebnisse zeigen, dass mit den GuD-Steifigkeitsansätzen sowohl in dem vereinfachten Ansatz als auch in der FEM-Berechnung eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Setzungen erreicht wird, wenn die eiszeitliche Vorbelastung berücksichtigt wird. Die Berech-

nungen mit den TEV-Steifigkeiten ergeben ca. 20% größere Setzungen als gemessen. Der Steifigkeitsansatz nach EC 7-2 (Ohde) führt dagegen zu einer deutlichen Überschätzung der Setzungen um ca. den Faktor zwei.

6 Schlussfolgerungen

Die Nachrechnung von Setzungsmessungen an ausgewählten Bauwerken in Berlin hat gezeigt, dass die Berücksichtigung der eiszeitlichen Vorbelastung ein wichtiges Element für eine realitätsnahe Setzungsprognose ist. Die Ableitung von Steifigkeitswerten rein auf Basis von Korrelationen für Drucksondierungsergebnisse, z. B. nach EC 7-2, führt für die Berliner Böden zu einer deutlichen Unterschätzung der Bodensteifigkeit, insbesondere für den Geschiebemergel.

Mit den tiefenabhängigen Steifigkeiten der TEV Gesteinseigenschaften [1] unter Berücksichtigung der Porenziffer und Genese der Bodenschichten wird eine bessere Übereinstimmung mit den Setzungsmessungen erreicht, wobei bei sandigen Bodenschichten die Setzungen noch immer um ca. 20 bis 30% überschätzt werden. Vorteilhaft bei Verwendung der TEV-Steifigkeiten ist die große Bandbreite der betrachteten Bodenarten, die neben Sand und Geschiebemergel auch Beckenschluff und Torf umfasst.

Mit den GuD-Steifigkeitsansätzen in Abhängigkeit der Tiefe und Lagerungsdichte bzw. Konsistenz können die beobachteten Setzungen bei vielfältigen Bauvorhaben in Berlin gut nachvollzogen werden. Entscheidend für eine realitätsnahe Prognose der Setzungen ist dabei der Ansatz der Wiederbelastungssteifigkeit in den Bodenschichten, die eine eiszeitliche Vorbelastung erfahren haben.

Bei Verwendung der TEV- und GuD-Steifigkeiten sollte keine Steifigkeitserhöhung aus der Gebäudelast angesetzt werden. Die Aushubentlastung kann im GuD-Ansatz durch Verwendung der Wiederbelastungssteifigkeit in diesem Spannungsbereich berücksichtigt werden, sofern die Bodenschichten nicht ohnehin glazial vorbelastet sind. In numerischen Berechnungen mit Materialmodellen mit spannungsabhängiger Steifigkeit, wie dem HS-Modell, müssen die TEV- und GuD-Steifigkeiten ggf. abgemindert werden, um den Steifigkeitszuwachs durch die Gebäudelast in der numerischen Berechnung zu kompensieren. Die vorgestellten GuD-Steifigkeitsansätze sind als Best Estimate-Werte anzusehen. Die Bandbreite der Steifigkeiten kann für die Ingenieurpraxis mit ± 10 bis 20% angesetzt werden.

Berechnungen nach DIN 4019:2015 ermöglichen, wie hier und in [5] und [8] gezeigt, bei überwiegend vertikal belasteten Bauwerken zuverlässige Setzungsprognosen, deren Genauigkeit vergleichbar mit FEM-Berechnungen ist.

Tab. 6 Upper West – Vergleich der berechneten und gemessenen Setzungen nach Endaushub in cm
Upper West – comparison of calculated and measured settlements after excavation

	Punkt 1/2 Hochhaus	Punkt 3 Nachbar West	Punkt 4 Nachbar Süd
Messwert	3,6 bis 4,3	1,3	1,8
Analytisch – GuD mit Eisvorlast	4,0	1,0	1,4
Analytisch – GuD ohne Eisvorlast	6,2	1,3	2,2
Analytisch – TEV	5,5	1,6	2,1
FEM – GuD mit Eisvorlast	3,6 bis 4,3	1,4	1,4
FEM – GuD ohne Eisvorlast	4,6 bis 5,5	2,0	2,0
FEM – TEV	4,6 bis 5,4	1,8	1,8
FEM – Ohde	8,8 bis 9,7	3,8	4,0

Literatur

- [1] TEV 122-01 und TEV 1204-01 (1979) *Technische Vorschrift Gesteinseigenschaften*, VEB Baugrund Berlin.
- [2] Richter, T. (1995) *Zur rechnerischen Abschätzung des Lastsetzungsverhaltens von Bauwerken*. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Müller-Kirchenbauer, Mitteilung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover H. 40.
- [3] Böttcher, W. (1970) *Baugrunduntersuchungen für das Hotel „Stadt Berlin“ und den Fernseh- und UKW-Turm Berlin* in: 3. Fachtagung „Grundbau“ – Hochbelastete Gründungen in Karl-Marx-Stadt vom 30.09. bis 02.10.1970. Paul, O.; Welzien, K. [Hrsg.], Berlin: Deutsche Bauinformation S. 46–56.
- [4] Schüßler, M. (2016) *Auswertung von Setzungsmessungen an Brückenbauwerken am Berliner Ring* in: *geotechnik* 39, H. 1, S. 29–39.
- [5] Richter, T. (2017) *3D-FE-Berechnungen versus einfacher Handrechnungen – Gegensatz oder Ergänzung bei der geotechnischen Bemessung* in: 13. Hans Lorenz Symposium, Berlin. Berlin: TU Berlin, S. 13–50.
- [6] Brinkgreve, R. B. J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W. M. (2018) *Plaxis 3D 2018 Manual*, Delft: Plaxis bv.
- [7] Schanz, T.; Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G. (1999) *Formulation and verification of the Hardening-Soil Model* in: *Beyond 2000 in Computational geotechnics*. Brinkgreve, R. B. J. [Hrsg.], Amsterdam, Rotterdam: Balkema, pp. 281–290.
- [8] Vrettos, C.; Merz, K. (2014) *Grenzen der Anwendbarkeit der DIN 4019 für geschichtete Böden* in: *geotechnik* 37, H. 3, S. 204–209.

Autoren

Dr.-Ing. Jens Mittag
mittag@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13
10589 Berlin

Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter
richter@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13
10589 Berlin

Dr. techn. Bert Schädlich (Korrespondenzautor)
schaedlich@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13
10589 Berlin

Dipl.-Ing. Peng Hao
hao@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13
10589 Berlin

Zitieren Sie diesen Beitrag

Mittag, J.; Richter, T.; Schädlich, B.; Hao, P. (2020) *Herausforderungen von Hochhausgründungen in Gebieten mit glazial geprägten Böden*. *geotechnik* 43, H. 4, S. 289–297. <https://doi.org/10.1002/gete.202000032>