

Neue Erfahrungen mit Probekbelastungen in felsigem Baugrund

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik,
Technische Universität Darmstadt,
Dr.-Ing. Matthias Vogler, Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH,
Frankfurt am Main

Bei der Ermittlung des Bruchwiderstandes in felsigem Baugrund stoßen konventionelle statische Pfahlprobekbelastungen schnell an die Grenzen der Ausführbarkeit. In dem Beitrag werden an den Beispielen der Probekbelastungen für das neue Commerzbank-Hochhaus und das Projekt FrankfurtHochVier zwei alternative Verfahren zur Ausführung von Probekbelastungen in felsigem Baugrund vorgestellt. Die mit den Probekbelastungen ermittelten Bruchwiderstände werden abschließend den Tabellenwerten der DIN 4014 gegenübergestellt.

1. Einleitung

Die Ermittlung des Bruchwiderstandes von Druck- und Zugpfählen im Fels soll gemäß der DIN 4014 aufgrund von Probekbelastungen erfolgen. Bei Pfahlprobekbelastungen im Fels sind im Allgemeinen sehr hohe Prüflasten erforderlich, um die Bruchwerte der Mantelreibung und des Pfahlsitzenwiderstandes im Fels zu ermitteln. Häufig werden die tragfähigen Felsschichten, wie beispielsweise in Frankfurt am Main die Frankfurter Kalke, durch eine mehrere Dekameter dicke Lockergesteinsschicht überlagert. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Felsschichten sollte in diesen Fällen die Übertragung der Mantelreibung der überlagernden Lockergesteinsschichten versuchsstechnisch ausgeschaltet werden. Aufgrund dieser Randbedingungen stoßen konventionelle statische Pfahlprobekbelastungen in felsigem Baugrund schnell an die Grenzen der Ausführbarkeit.

Nachfolgend werden an den Beispielen der Probekbelastungen für das neue Commerzbank-Hochhaus und das Projekt FrankfurtHochVier zwei unterschiedliche Verfahren zur Ausführung von Probekbelastungen bei den o. g. Randbedingungen vorgestellt.

Der mit den Probekbelastungen ermittelte Bruchwiderstand wird abschließend der Tabellenwerten der DIN 4014 gegenübergestellt.

2. Projekt FrankfurtHochVier

Das rd. 17.400 m² großen Baufeld soll mit einer Bruttogeschossfläche von rd. 180.000 m² (davon 60.000 m² unterirdisch) neu bebaut werden. Die bestehende Bebauung darunter auch das historische Thurn- und Taxis Palais wird zuvor konservatorisch rückgebaut. Hierbei wird u. a. das 1954 gebaute Fernmeldehochhaus, das auf einer Tiefgründung aus Frankipfählen, die am Pfahlkopf mit Verformungselementen versehen waren, also einer modifizierten Pfahl-Plattengründung gegründet wurde, vollständig rückgebaut. Die Fußebene der Gründungspfähle der modifizierten Pfahl-Plattengründung liegt hier rd. 7 m oberhalb der geplanten Baugrubensohle, sodass die gesamte Tiefgründung des Fernmeldehochhauses im Zuge der Aushubarbeiten freigelegt wird.

Nach dem Errichten der Untergeschosse wird das Thurn- und Taxis Palais (Bauteil A) inklusive der konservatorisch rückgebauten Sandsteinfassade in den historischen Abmessungen wieder aufgebaut. Die aktuelle und zukünftige Höhe des Bauteils A beträgt rd. 17,8 m.

Das geplante Bürohochhaus (Bauteil B), mit rd. 127 m das höchste Gebäude der Baumaßnahme, besitzt 32 Obergeschosse mit einer Grundfläche von je rd. 1.340 m². Das Hotelhochhaus (Bauteil C) hat bei 25 Obergeschossen eine Höhe von rd. 97,0 m. Der Retailbereich (Bauteil D) erstreckt sich über die gesamte östliche Hälfte des Baufel-



Bild 1: Visualisierung des Projekts FrankfurtHochVier

des und hat bei 8 Geschossen eine Höhe von rd. 34 m (ohne Glasdach).

Die fünfgeschossige Tiefgarage (Bauteil T) erstreckt sich über das gesamte Baufeld. Bei einem rd. 8,0 m hohen ersten Untergeschoss und 4 weiteren Tiefgeschossen ergibt sich eine Gründungstiefe von rd. 21,6 m unter dem Bauwerksnull, d. h. ein Niveau der Baugrubensohle von rd. 80,0 mNN.

3. Baugrund und Grundwasser

Das Baufeld befindet sich im Mainzer Becken am Nordrand der großtektonischen Grabenstruktur des Rheintalgrabens. Die tertiären Böden und das in mehreren 100 m Tiefe unter Gelände anstehende Grundgebirge sind tektonisch beansprucht.

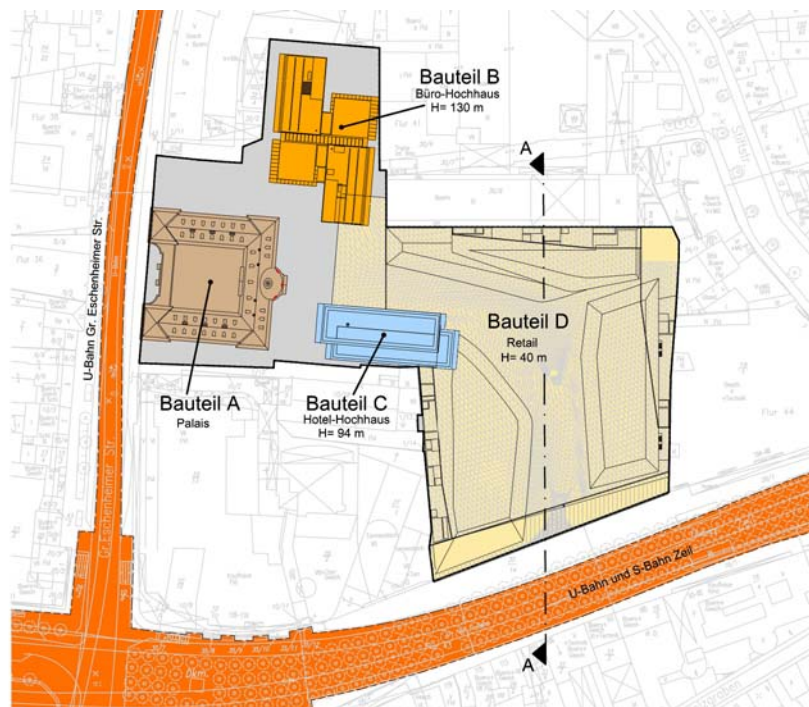


Bild 2: Lageplan Projekt FrankfurtHochVier

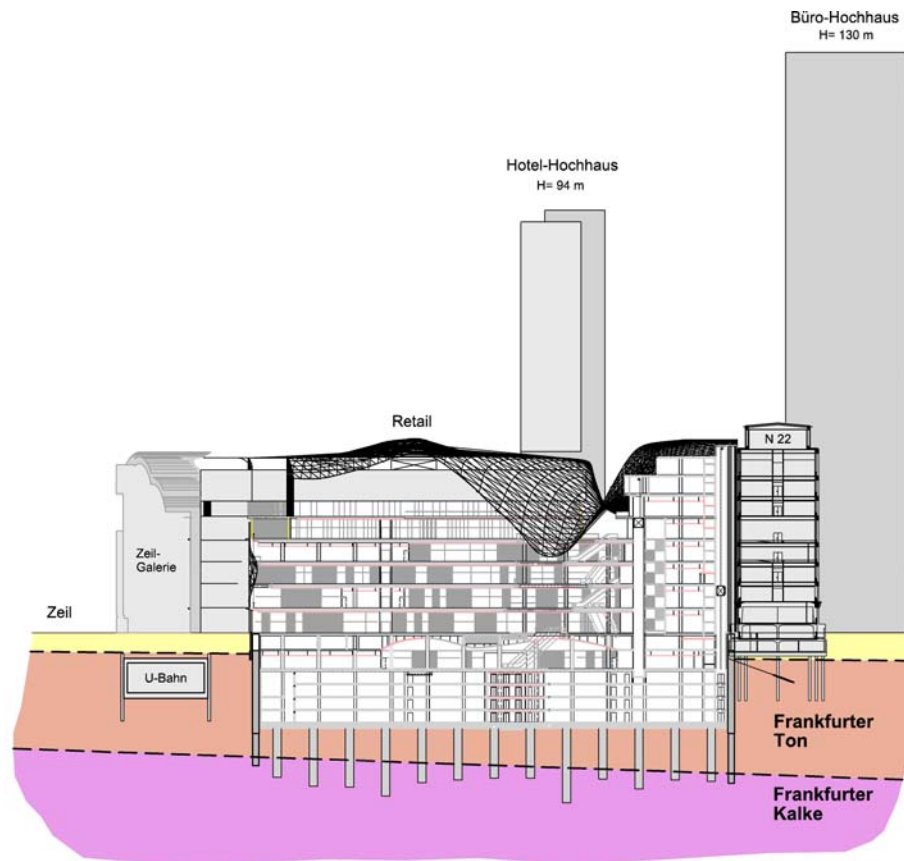


Bild 3: Baugrund- und Projektschnitt FrankfurtHochVier

Unter den künstlichen Auffüllungen stehen bis in eine Tiefe von rd. 2 – 5 m unter der Geländeoberfläche quartäre Sande, Kiese und Auelehne an, sofern das Quartär nicht durch künstliche Auffüllungen ersetzt wurde. Unter dem Quartär stehen die Schichtpakete des Frankfurter Tons und der felsigen Frankfurter Kalke an. Die Schichtpakete des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke haben generell ein nach Nordwesten bis Nord-Nordwesten gerichtetes Schicht-einfallen. Im Südosten des Baufeldes liegt die Schichtgrenze zwischen dem Frankfurter Ton und den Frankfurter Kalken nur rd. 4 m tief unter der Baugrubensohle, während sie im Nordwesten des Baufeldes, in dem Bereich in dem sich das Bürohochhaus befindet, rd. 12 m tief unter der Baugrubensohle liegt.

Das Grundwasser zirkuliert im Baufeld in zwei Grundwasserstockwerken, die mittelbar miteinander kommunizieren. Der obere, freie Grundwasserspiegel liegt innerhalb der quartären Sande und Kiese in rd. 8 m Tiefe unter der Geländeoberfläche.

Das tertiäre Grundwasserstockwerk liegt im Frankfurter Ton bzw. in den Frankfurter Kalken.

Hier sind die eingelagerten Hydrobiensandschichten mäßig und die klüftigen Kalk- bzw. Dolomitsteinbänke stark wasserführend. In den einzelnen wasserführenden Schichten sind z. T. unterschiedliche Druckhorizonte mit gespanntem Grundwasser ausgebildet.

In den in der Umgebung des Baufeldes vorhandenen Grundwassermessstellen ist, wie das Bild 4 exemplarisch zeigt, deutlich die Absenkung des Grundwasserspiegels während verschiedener Baumaßnahmen im Stadtgebiet von Frankfurt am Main zu sehen. Der Einfluss der zwischen rd. 600 – 1.100 m von der Grundwassermessstelle entfernten Baumaßnahmen auf die Grundwasserdruckhöhen im Tertiär ist deutlich zu erkennen.

Aufgrund der Baugrundsituation mit der stark unterschiedlichen Schichtdicke des Frankfurter Tons unterhalb der Gründungsebene, der geometrischen Randbedingungen mit U- und S-Bahnbauwerken in der Zeil und der Großen Eschenheimer Straße, wo keine Rückverankerungen möglich sind, und der hohen Erd- und Wasserdrucklasten wurde als Gründungs- und Verbaukonzept die Herstellung der Baugrube in Deckelbauweise mit der Gründung der Primärstützen

und der Bauwerkspfähle als Pfahlgründung nach DIN 4014 in den Frankfurter Kalken gewählt.

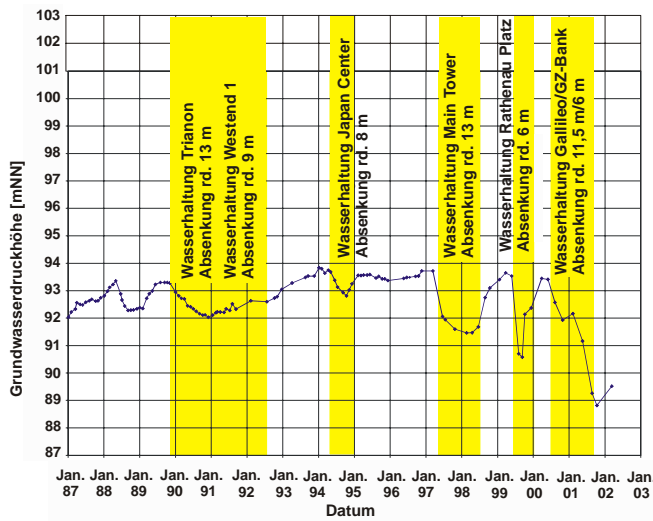


Bild 4: Grundwasserganglinie im tertiären Grundwasserleiter mit Beeinflussung von benachbarten Baumaßnahmen

Bei den vorliegenden Grundwasserverhältnissen mit einem Bemessungswasserdruck von rd. 170 kN/m^2 auf die Unterfläche der Fundamentplatte ist in den Bereichen mit geringen Bauwerkslasten der Nachweis der Auftriebssicherheit das für die Ermittlung der Pfahllängen entscheidende Kriterium. Im Bereich des Bürohochhauses sind über die Pfahlgründung maximale Stützenlasten von rd. 46 MN in den Baugrund abzuleiten. Im Hinblick auf die Anzahl von rd. 1.000 Bohrpfählen für die Gründung und Auftriebssicherung der Bauwerke, sowie für die Herstellung der Verbauwände erfolgte die Ermittlung des Pfahlspitzendruckes und der Pfahlmantelreibung innerhalb der Frankfurter Kalke auf der Grundlage der Ergebnisse von Probelastungen.

4. Probelastungen in den Frankfurter Kalken

4.1 Ankerzugversuch Commerzbank-Hochhaus mit Dehnungsmessung durch OTDR-Glasfaserlichtwellenleiter

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Frankfurter Kalke unter dem neuen Commerzbank-Hochhaus wurde eine Probelastung mittels sechs Ankerzugversuchen durchgeführt (Bild 5).



Bild 5: Versuchsaufbau der Probelastung beim neuen Commerzbank-Hochhaus

Zur Ermittlung eines ggf. vorhandenen Maßstabeffektes beim Übertragen der Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Ankerzugversuchen auf die Tragfähigkeit von Bohrpfählen mit Durchmessern von 1,5 - 1,8 m wurden drei Ankerzugversuche innerhalb des Frankfurter Tons, dessen Tragverhalten durch eine Vielzahl von Tiefgründungen bekannt ist sowie drei Ankerzugversuche innerhalb der Frankfurter Kalke ausgeführt. Die Länge der Haftstrecken der drei rd. 15 m langen Anker im Frankfurter Ton betrug rd. 4 - 5 m und die Länge der Haftstrecken der drei rd. 50 - 60 m langen Anker in den Frankfurter Kalken betrug rd. 8 - 11 m. Der Bohrdurchmesser der mit durchgehender Kerngewinnung hergestellten Ankerbohrungen betrug rd. 146 mm. Als Zugglied wurde ein Litzenanker eingesetzt, in den eine Messlitze mit eingebaut wurde. Die Verschiebungen im Haftkörper wurden mit einem in die Messlitze eingeklebten ODTR-Lichtwellenleiter gemessen. Dieser Lichtwellenleiter wurde an den zuvor festgelegten Messpunkten auseinander geschnitten und wieder zusammengesetzt.

Über die Laufzeit eines am Ende des Glasfaserlichtwellenleiters eingebrachten Lichtimpulses, der an den oben beschriebenen Messpunkten zu einem gewissen Prozentsatz reflektiert wurde, konnte die Relativverschiebung der Verpresskörper während der Probelastung gemessen werden. Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an eine konventionelle Ankerprüfung nach DIN 4125.

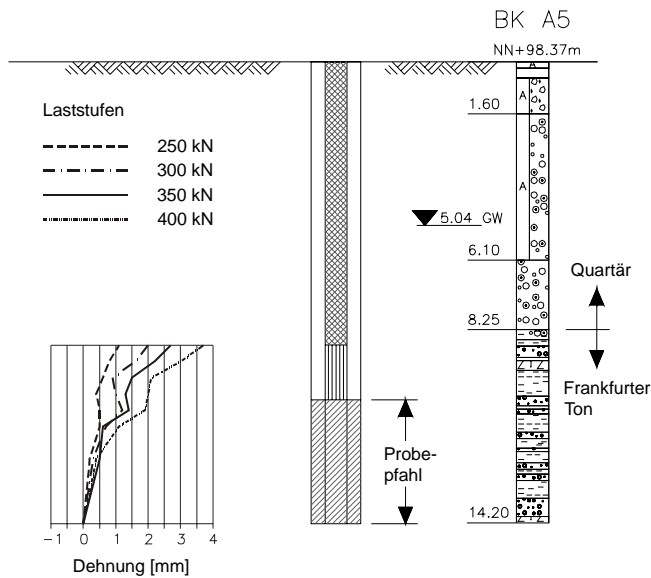


Bild 6a: Ergebnis der Probelastung mit Dehnungsmessung durch ODTR-Glasfaserlichtwellenleiter; Versuch im Frankfurter Ton

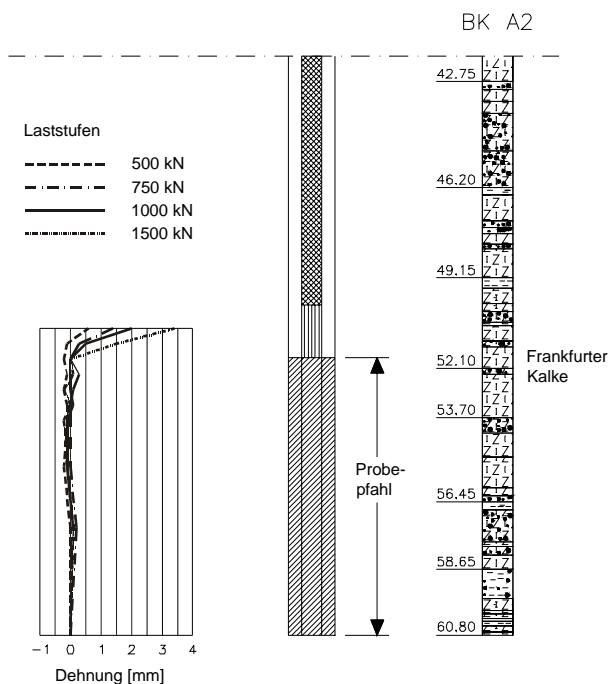


Bild 6b: Ergebnis der Probelastung mit Dehnungsmessung durch ODTR-Glasfaserlichtwellenleiter; Versuch in den Frankfurter Kalken

Die während der einzelnen Laststufen gemessenen Verschiebungen und die daraus berechneten Verschiebungen in den Verpresskörpern sind beispielhaft im Bild 6a für einen Versuch im Frankfurter Ton und im Bild 6b für einen Versuch in den Frankfurter Kalken abgebildet.

Die mit den 3 Ankerzugversuchen in den Frankfurter Kalken ermittelten Grenzmantelreibungen lagen ohne Berücksichtigung eines Maßstabeffektes zwischen 1.300 - 2.180 kN/m². Diese versuchstechnisch ermittelten Grenzmantelreibungen wurden für den Gründungsentwurf aufgrund der Vergleichsuntersuchung mit den Versuchen im Frankfurter Ton zur Quantifizierung des Maßstabeffektes deutlich reduziert.

4.2 Pfahlprobelastung in den Frankfurter Kalke beim Projekt FrankfurtHochVier mittels Osterbergzellen

Aufgrund des innerhalb der inhomogenen Frankfurter Kalke nicht eindeutig zu identifizierenden Maßstabeffektes und der im Zuge der messtechnischen Überwachung beim Bau des neuen Commerzbank-Hochhauses gewonnenen Erfahrungen wurde für die Pfahlprobelastung beim Bauvorhaben FrankfurtHochVier eine Probelastung im Maßstab 1:1 geplant. Aufgrund der erwarteten hohen Pfahltragfähigkeit der Pfähle in den Frankfurter Kalke wurde eine Probelastung mit dem Osterberg-Verfahren ausgeführt, das bei dieser Pfahlprobelastung erstmals in Deutschland eingesetzt wurde (Bild 7). Die Pfahlprobelastung wurde als Multi-Level-Versuch ausgeführt, um den Einfluss einer Pfahlmantelverpressung auf die Grenztragfähigkeit der Frankfurter Kalke zu untersuchen.



Bild 7: Versuchsaufbau der Pfahlprobelastung mittels Osterbergzellen beim Projekt FrankfurtHochVier

Das suspensionsgestützt mit Teilverrohrung hergestellte Pfahlsegment an dem der Versuch durchgeführt wurde, bestand aus drei Abschnitten mit Durchmessern von je 1,68 m und war insgesamt rd. 12,9 m lang (Bild 8). Die untere Pressenebene (Bild 9), die ebenso wie die obere Pressenebene aus drei Osterberg-Pressenzellen mit je 9 MN Maximaltragfähigkeit bestand, befand sich rd. 2,5 m oberhalb der Pfahlfußebene, die in rd. 44,4 m Tiefe unter der Geländeoberfläche lag. Die obere Pressenebene wurde 5 m oberhalb der unteren Pressenebene eingebaut, womit oberhalb des rd. 2,5 m langen Fußsegmentes 2 je rd. 5 – 5,4 m lange Pfahlsegmente entstanden, die unabhängig voneinander geprüft werden konnten (Bild 10).



Bild 10: Foto des Bewehrungskorbes mit den zwei Pressenebenen vor dem Einbau

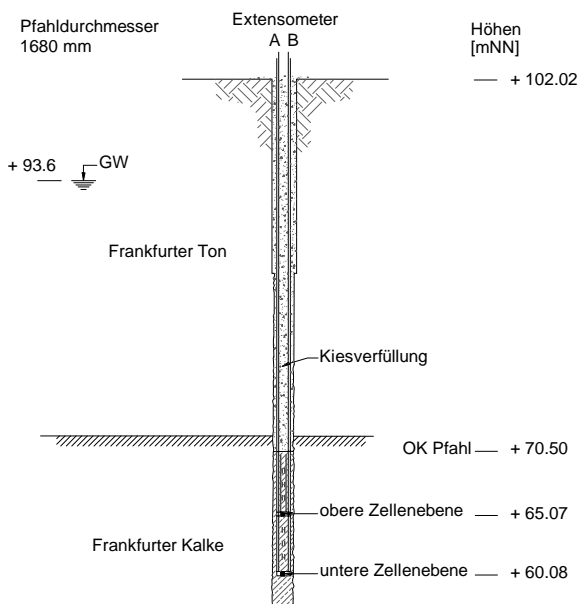


Bild 8: Prinzipdarstellung der Versuchseinrichtung

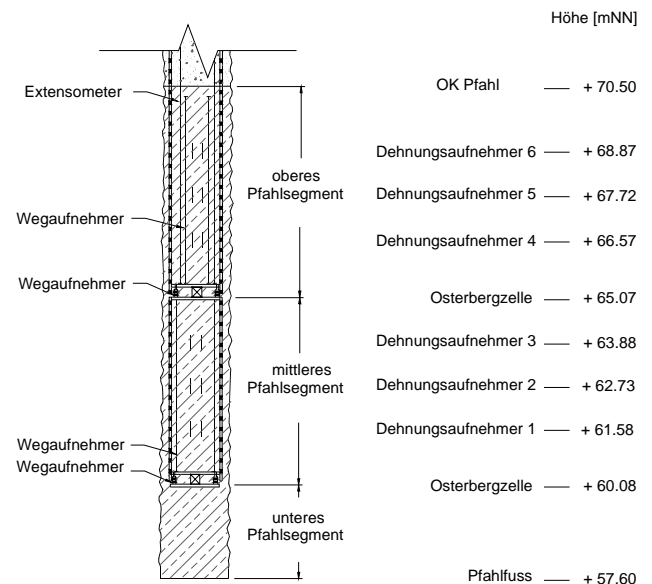


Bild 11: Pfahlsegment mit O-Zellen und Messtechnik

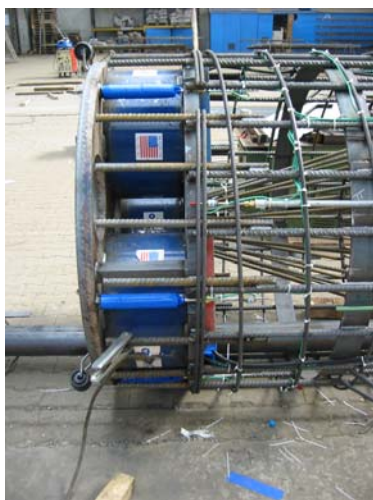


Bild 9: Foto der unteren Osterberg O-Zellenebene

An dem mittleren Pfahlsegment wurde nach der Herstellung des Probepfahles eine Pfahlmantelverpressung ausgeführt und unterhalb des Pfahlfußes auf einer Länge von 5 m eine Gebirgsvergütung hergestellt. Der Bereich der Leerbohrung oberhalb des rd. 12,9 m langen Pfahlsegments wurde zur Stabilisierung der unverrohrt mit Suspensionsstützung hergestellten Bohrung mit Kies verfüllt. Die mit dem Bewehrungskorb eingebaute Messtechnik ist im Bild 11 abgebildet.

In der ersten Phase der Probelastung wurde das obere, nicht mantelverpresste Pfahlsegment mit den Osterbergzellen gegen das mittlere und untere Pfahlsegment belastet. In dieser Versuchs-

stufe wurde eine Grenzlast von rd. 24 MN erreicht. Bis zum Erreichen der Grenzlast hatte sich das obere Pfahlsegment um ca. 1,5 cm aus der Ursprungslage angehoben und das als Widerlager dienende mittlere und untere Pfahlsegment um ca. 1,0 cm gesetzt (Bild 12). Der aus den in je 3 Ebenen im oberen und mittleren Pfahlsegment durchgeführten Dehnungsmessungen ermittelte Normalkraftverlauf zeigt eine weitgehend gleichmäßige Abnahme der Normalkraft im oberen Pfahlsegment und somit eine weitgehend einheitliche Mantelreibung von rd. 830 kN/m² über die Pfahlänge an (Bild 13). Nach dem Erreichen der Grenzlast wurden die Pressen der oberen Ebene soweit auseinander gefahren, dass ein ausreichender Zwischenraum für die Versuchsdurchführung am mittleren Pfahlsegment entstand.

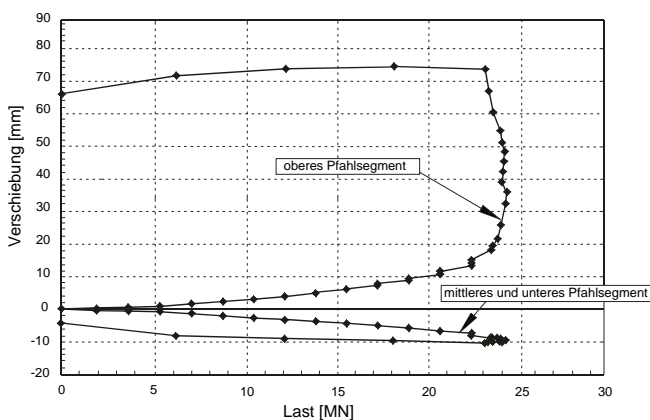


Bild 12: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsphase 1 (obere Pressenebene)

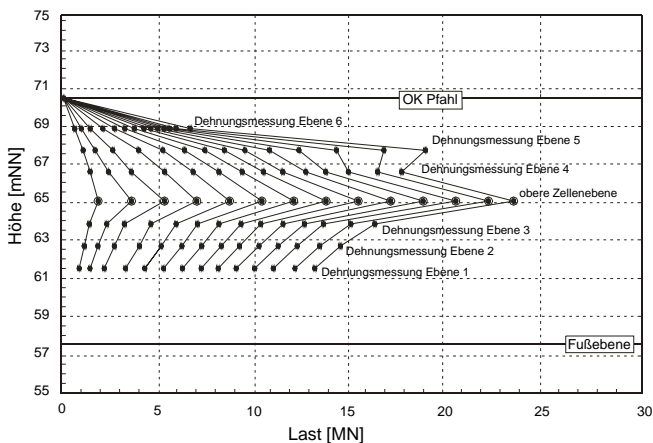


Bild 13: Normalkraftverlauf über die Pfahlänge während der Versuchsphase 1

Anschließend wurde der Druck aus der oberen Pressenebene abgelassen und somit das obere Pfahlsegment vom mittleren und unteren Pfahlsegment entkoppelt. In der zweiten Versuchsphase

wurde das mittlere gegen das untere Pfahlsegment belastet. In dieser Versuchsstufe wurde die Grenzlast des mittleren, mantelverpressten Pfahlsegmentes bei rd. 27,5 MN erreicht. Während das mittlere Pfahlsegment, das die Last nur über die Mantelreibung abträgt, das typische lineare Verhalten bis zum Bruch aufweist, zeigt das untere Pfahlsegment das für den Spitzenwiderstand typische parabelförmige Verformungsverhalten (Bild 14). Auch bei dieser Versuchsstufe zeigt der Normalkraftverlauf eine relativ uniforme Mantelreibungsdistribution. Die Grenzmantelreibung des mantelverpressten mittleren Pfahlsegmentes ist mit rd. 1.040 kN/m² um ca. 24 % größer als die Grenzmantelreibung des nicht mantelverpressten oberen Pfahlsegmentes (Bild 15). Der Bruchwiderstand der Pfahlspitze des Probepfahles, an dem bis 5 m tief unter die Pfahlfußebene eine Gebirgsvergütung ausgeführt wurde, beträgt unter der Berücksichtigung der Mantelreibung des unverpresst hergestellten unteren Pfahlsegmentes rd. 7.000 kN/m².

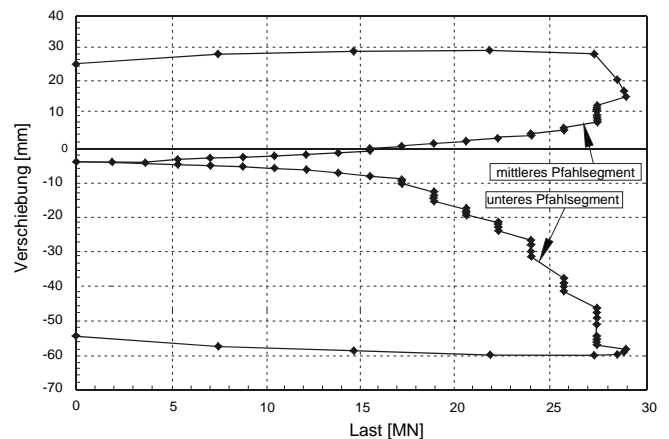


Bild 14: Last-Verschiebungsdiagramm der Versuchsphase 2 (untere Pressenebene)

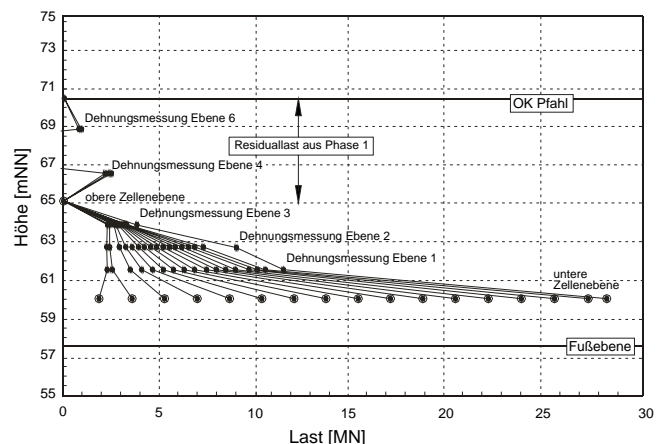


Bild 15: Normalkraftverlauf über die Pfahlänge während der Versuchsphase 2

Mit der Pfahlprobelastung wurde insgesamt eine Grenzlast des rd. 12,5 m langen Pfahlsegmentes von 78 MN erreicht. Auf der Basis der Ergebnisse der Probelastung konnten die hohen Tragfähigkeiten der Frankfurter Kalke im Baufeld bestätigt und der Entwurf der Bauwerksgründung und des Baugrubenverbaus optimiert werden.

5. Schlussbemerkungen

Der Vergleich der bei der Probelastung mittels Ankerzugversuchen ermittelten Bruchwerte der Mantelreibung mit den im 1:1 Versuch ermittelten Bruchwerten der Mantelreibung zeigt erwartungsgemäß eine durch den Versuchsaufbau und den Maßstabeffekt größere Mantelreibung bei den Ankerzugversuchen, wobei die mit den Ankerzugversuchen ermittelte Mantelreibung ca. um den Faktor 2 größer als im 1:1 Versuch ist.

Neben den Probelastungen wurde an 76 aus den Frankfurter Kalken entnommenen Kernproben die einaxiale Druckfestigkeit untersucht. Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten lagen zwischen 18 MN/m² und 200 MN/m² mit einem Mittelwert von rd. 84 MN/m².

Bei der Pfahlprobelastung beim Projekt FrankfurtHochVier wurden unter Berücksichtigung der versuchstechnisch ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten um rd. 60-100 % über den Ta-

bellennwerten der DIN 4014 liegende Bruchwerte der Mantelreibung gemessen. Der mittels der Pfahlprobelastung mit Osterbergzellen ermittelte Bruchwert des Pfahlspitzenwiderstandes liegt trotz der unterhalb des Pfahlfußes ausgeführten Gebirgsvergütung mit rd. 7 MN/m² unter dem Tabellenwert der DIN 4014 von 10 MN/m². Ursächlich ist hier der heterogene Aufbau der Frankfurter Kalke mit den in den Kalksteinschichten vorhandenen Sand-, Mergel- und Tonlagen.

Quellennachweis

1. Seitz, J. M.; Schmidt, H.-G.: *Bohrpfähle*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000
2. Katzenbach, R.; Arslan, A., Vogler M., Quick, H.: *New experiences on deformation and strength behaviour of Frankfurt Limestone*. Proceedings of the 1994 ISRM International Symposium, Santiago, Chile, May 10-14, 1994
3. Holzhäuser, J.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42, 1998.
4. LOADTEST : *O-cell™ Technology arrives in Germany*. Geotechnique 2004