

Tragverhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung im sandigen Baugrund

L. PITTELOUD, B. FRÖBL

Krebs und Kiefer, Beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH, Darmstadt

N. GÜNDLING

Ingenieurbüro für Geotechnik N. Gündling, Darmstadt - Würzburg

ZUSAMMENFASSUNG

Seit vielen Jahren hat sich die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) als wirtschaftliches Gründungskonzept zum Abtrag von Bauwerkslasten bei geringen Verformungen bewährt. Bei dem Entwurf einer Industrieanlage stellte sich aufgrund der direkt angrenzenden Nachbarbebauung heraus, dass die aus einer Flachgründung des Neubaus resultierenden Setzungen und Mitnahmesetzungen der Nachbargebäude nicht vertretbar waren. Aus diesem Grund wurden unterhalb der Bodenplatte des Neubaus 12 Großbohrpfähle angeordnet, um die Setzung auf ca. 1 cm zu reduzieren. Die für die Bemessung der Bodenplatte erforderlichen Pfahlfedersteifigkeiten und Bettungsmoduln konnten anhand eines vereinfachten Rechenmodells ermittelt werden. Durch geodätische Messungen sowie Normalkraftmessungen an 3 Pfählen konnten die gewählten Rechenansätze verifiziert werden. Nach Fertigstellung des Bauwerks wurde mit Hilfe von räumlichen Finite Elemente Berechnungen das Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung genauer abgebildet und ein interessanter Vergleich zwischen Rechen- und Messergebnissen gezogen.

1 EINLEITUNG

Am Industriestandort des Unternehmens Merck KGaA in Darmstadt entstand in den Jahren 2001 und 2002 das Kesselhaus E55 im Rahmen eines neuen Gas- und Dampfturbinen-Kraftwerks. Durch dieses neue Kraftwerk ist es seit 2002 möglich, den durch das Kraftwerk bedingten CO₂-Ausstoß gegenüber 1991 um 60 % zu reduzieren.

Der Untergrund ist am Projektstandort vorwiegend sandig. Ausnahmen sind eine in ca. 5 m Tiefe, unregelmäßig verlaufende bis zu ca. 2,5 m dicke Schluffschicht und der ab ca. 20 m Tiefe anstehende Tonhorizont. Wegen des überwiegend gut tragfähigen Baugrunds war ursprünglich eine Flachgründung für das Kesselhaus vorgesehen. Während der Planung stellte sich jedoch heraus, dass aufgrund der unregelmäßigen Mächtigkeit der weichen schluffigen Schicht eine Verkantung der ohnehin exzentrisch belasteten Gründung zu erwarten war. Nachbargebäude, die an das Kesselhaus auf drei Seiten direkt angrenzen, hätten ebenfalls zu große ungleichmäßige Setzungen erlitten. Die Setzungen von wenigen Zentimetern und die

entsprechende Verkantung wären aus statisch-konstruktiver Sicht beherrschbar gewesen. Aus Kostengründen für die Nachjustierung der empfindlichen Anlagen in den Nachbargebäuden und aus optischen Gründen (Schiefstellung der ca. 50 m hohen Schornsteine auf Neubau und Bestand) waren die aus einem flach gegründeten Neubau resultierenden Setzungen und Verkantungen jedoch nicht akzeptabel.

Um die angestrebte Setzungs- und Verkantungsreduktion zu erreichen, entschied man sich als Planer, gezielt Großbohrpfähle als Setzungsbremsen unterhalb der Bodenplatte anzuordnen. Somit entstand das Konzept einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) für die Gründung des Kesselhauses E55. Für die Bemessung und den Bau dieser Gründungsart wurde im Jahr 2000 eine Richtlinie herausgegeben [1]. In der Vergangenheit wurde vielfach über die Berechnung solcher Gründungen sowie über die bei der Ausführung gewonnenen Ergebnisse der Beobachtungsmethode berichtet. Allerdings sind nur wenige Ausführungsbeispiele von KPP im sandigen Baugrund in der Literatur zitiert. Nach Kenntnis der Verfasser

lagen zum Zeitpunkt der Planung des Kesselhauses keine Erfahrungswerte zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung im Darmstädter sandigen Baugrund vor.

Im vorliegenden Beitrag werden die auf vereinfachten Betrachtungen basierenden Bemessungsansätze für die KPP des Kesselhauses E55 präsentiert. Weiterhin werden die Ergebnisse der baubegleitenden Messungen (Verformungen, Pfahlkräfte) erläutert und den im Zuge einer nachträglich durchgeführten FE-Berechnung gewonnenen Ergebnissen gegenübergestellt.

2 PROJEKT UND BAUGRUND

Die Merck KGaA Darmstadt hat den Bau eines Kessel- und Turbinenhauses (Gebäude E55) auf dem firmeneigenen Werksgelände in Darmstadt durchgeführt. Für die Baugrunderkundung und Gründungsberatung wurde das Ingenieurbüro Gündling beauftragt. Die geotechnische Fachprüfung wurde von Herrn Dipl.-Ing. Steiger vom Ingenieurbüro Krebs und Kiefer übernommen. Für die Prüfung in statischer Hinsicht wurde Herr Dipl.-Ing. Ernst, ebenfalls vom Ingenieurbüro Krebs und Kiefer, benannt.

Das Bauwerk weist Grundrissabmessungen von etwa 17 auf 17 m sowie mit dem auf dem etwa 32 m hohen Gebäude aufgesetzten Kamin eine Höhe von ca. 50 m auf. Das Gebäude E55 schließt im Westen direkt an das vorhandene Nachbargebäude E51 (Schaltanlagegebäude), im Norden an E52 (Kesselhaus 1) und im Osten an E53 (Treppenhaus) an (vgl. Bild 1) und wurde in der gleichen Tiefenlage (ca. NN + 128,90 m) wie die vorgenannten Gebäude gegründet. Beim Bau der Gebäude E52 und E53 wurden auskragende Bodenplattenüberstände (Konsolen) in Richtung des neu zu erstellenden Bauwerkes ausgeführt (Bild 3). Hierdurch sollte in diesen Randbereichen ein möglichst gleichmäßiges Setzungsverhalten sowie eine dauerhaft höhengleiche Fußbodenebene zwischen Bestand und Neubau erreicht werden. Es war folglich insbesondere auf ein angepasstes, gleichmäßiges Setzungsverhalten von Bestand und Neubau zu achten, was durch die Wahl eines geeigneten Gründungssystems gewährleistet werden sollte. Das Bauwerk war mit einer setzungserzeugenden Last aus Eigengewicht mit dem Verkehrslastanteil aus Kesselbefüllungen, die langfristig verbleiben können, von insgesamt ca. 31,2 MN zu berechnen.

Zur Beurteilung des Baugrundes standen die zur ehemaligen Planung der Bauwerke E51, 52 und 53 ausgeführten Bohrungen und Sondierungen aus dem (eigenen) Archiv zur Verfügung. Diese Aufschlüsse wurden für den Bau des Gebäudes E55 durch 2 Kernbohrungen (BK nach DIN 4021) bis in maximal 25 m Tiefe sowie 2 schwere Rammsondierungen (DPH nach DIN 4094) und Standard-Penetration-Tests (SPT/BDP) in den Bohrungen ergänzt.

Der Standort befindet sich am östlichen Rand des Rheingrabens, etwa 3 km westlich des durch die Darmstädter Innenstadt verlaufenden Randabbruches zum kristallinen Odenwald.

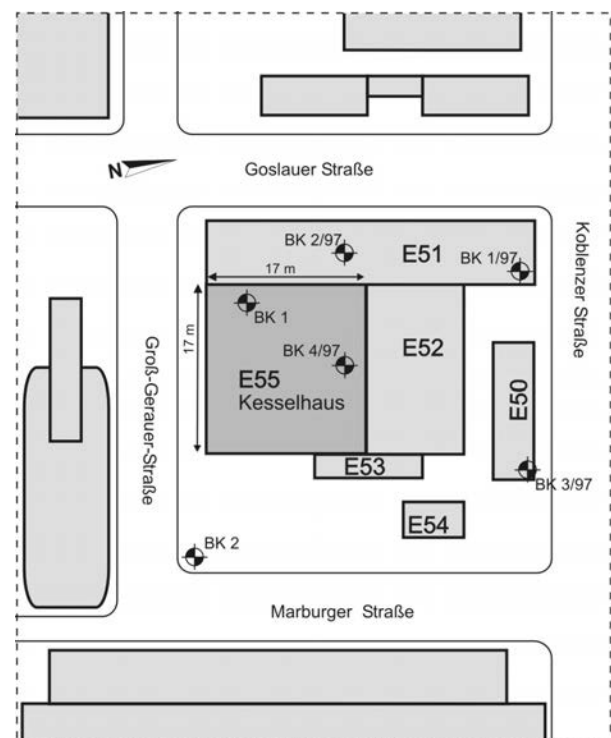


Bild 1: Lageplan des Projektes im Norden Darmstadts, Lage der Kernbohrungen

Der Baugrund am Projektstandort besteht nach den genannten direkten und indirekten Aufschlüssen bis in etwa 4 m unter der Geländeoberfläche (GOF) aus aufgefüllten Sanden mit wechselnden Kiesanteilen und Beimengungen an Fremdmaterial (Schotter, Betonstücke etc.). Darunter folgten bis in unterschiedliche Tiefen von etwa 5 m im Westen und etwa 10 m im Osten des Baufeldes gleichförmige, mitteldichte schluffige Feinsande mit eingeschalteten Lagen aus kiesigen Sanden. Die Feinsande wurden im Norden von einer etwa 2,9 m, im Westen etwa 1,4 m mächtigen Ton- und Schluffschicht weich bis steifer Konsistenz unterlagert. Die Ton- und Schluffschicht wurde im Osten nicht angetroffen.

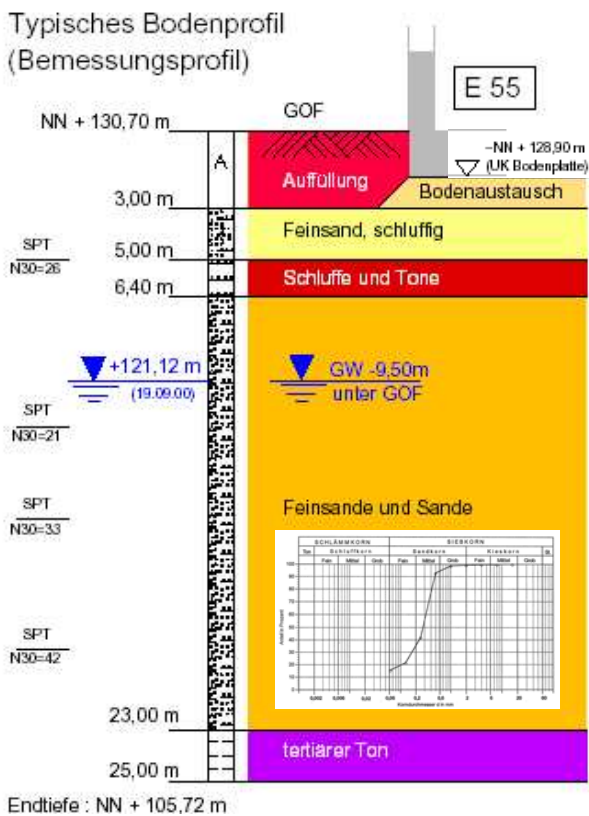


Bild 2: Baugrundaufbau

Bis in eine Tiefe von etwa 23 m unter die GOF stehen darunter gleichförmige, dichte Feinsande und Sande mit wechselnden Schluffanteilen an. Im Liegenden folgen bis in größere Tiefen steife bis halbsteife tertiäre Tone.

Das Grundwasser stand im Projektgebiet in einer Tiefe von etwa 9,5 m unter der GOF an, so dass sich das Bauvorhaben nicht im direkten Grundwassereinflussbereich befand.

3 GRÜNDUNGSKONZEPT

3.1 Planung

Die Planung sah vor, das Gebäude E55 auf einer 1,8 m dicken Bodenplatte zu errichten und diese im Norden und Osten auf die Bodenplattenüberstände der Bestandsbebauung E52 und E53 aufzulegen. Die für die Flachgründung durchgeführten Setzungsberechnungen ergaben bei Ansatz der setzungserzeugenden Lasten des Neubaus für den Bestand zu erwartende Mitnahmesetzungen von bis zu 3 cm. Unter Berücksichtigung der zu erwartenden Setzungen des geplanten Bauwerkes und der Mitnahmesetzungen des Bestandes ließ sich die Winkelverdrehung der Gebäude und Kamine jeweils zu etwa 1:800 abschätzen, welche zu

einer gegenläufigen Schiefstellung der Bestandsbebauung mit zwei Kaminen und des neu zu errichtenden Gebäudes E55 mit einem Kamin geführt hätte. Es war daraus zu erwarten, dass sich die Schornsteinspitzen des Bestandes und des Neubaus jeweils um etwa 6 cm aufeinander zu bewegen würden, was statisch/erdstatisch unkritisch, aus der Entfernung jedoch sichtbar, gewesen wäre. Zur Minimierung der Setzungen des Neubaus sowie der Mitnahmesetzungen des Bestandes und infolgedessen auch der Schiefstellungen der Bauwerke mit entsprechenden Konsequenzen zur Nachjustierung der Kamine und der hochempfindlichen Turbinen- und Kesseleinheiten infolge der Schiefstellung ergab sich die Anforderung zur Reduktion der Setzungen. Es wurde geplant, Bohrpfähle unter der Gründungsplatte des Neubaus als sogenannte "Setzungsbremsen", also zur örtlichen Reduzierung der Setzungen, anzuordnen. Es wurde dann erforderlich, das Gründungssystem einer Sonderbetrachtung als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) zu unterziehen, wobei auf vereinfachende Betrachtungen zurückgegriffen werden konnte, da die Grundbruchsicherheit sowie die Gebrauchstauglichkeit (unter Einschränkungen) auch ohne Pfähle gegeben war. Um die Bandbreiten der den statischen Berechnungen der Bodenplatte zugrunde zu legenden Federsteifigkeiten und Bettungsmoduln für Pfähle und Baugrund zu ermitteln, stellte sich das vereinfachte Verfahren unter gleichzeitiger Berücksichtigung der KPP-Richtlinie [1] als ausreichend heraus.

3.2 Bestimmung der Pfahlfedersteifigkeiten und Bettungsmoduln

Die Ermittlung der Pfahlfedersteifigkeiten erfolgte aus der Last-Setzungslinie (Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit) für Bohrpfähle gemäß DIN 4014, da keine Erkenntnisse über das tatsächliche Tragverhalten von Pfählen aus Probelastungen im vorliegenden Baugrund zur Verfügung standen. Dabei wurden Grenzbetrachtungen für "weiches" (Varianten 1a, 2a) und "steifes" Last-Setzungsverhalten der Druckpfähle (Varianten 1b, 2b) angestellt, die einen unteren bzw. einen oberen Grenzwert der zu erwartenden Pfahlfedersteifigkeiten abdecken sollten. Die Federsteifigkeit c_{pf} für die Variante "weich" (Varianten 1a, 2a) ergab sich zu $c_{P\text{fahl,weich}} = 150 \text{ MN/m}$ und die Federsteifigkeit für die Variante "steif" zu $c_{P\text{fahl,steif}} = 200 \text{ MN/m}$. Diese Federsteifigkeiten besitzen jeweils für die Lastbereiche bis zum „Bruchwert der Mantelreibung“ bei s_{rg} mit 14 mm bzw. 19 mm Gültigkeit. Für den Endzustand wurden Setzungen von

$1 \pm 0,5$ cm bei Pfahlkräften zwischen 0,75 MN bis 2,50 MN erwartet. Auf der sicheren Seite wurden die Pfahlkräfte für den Durchstanznachweis der Bodenplatte mit einer Druckkraft von 5,0 MN angesetzt.

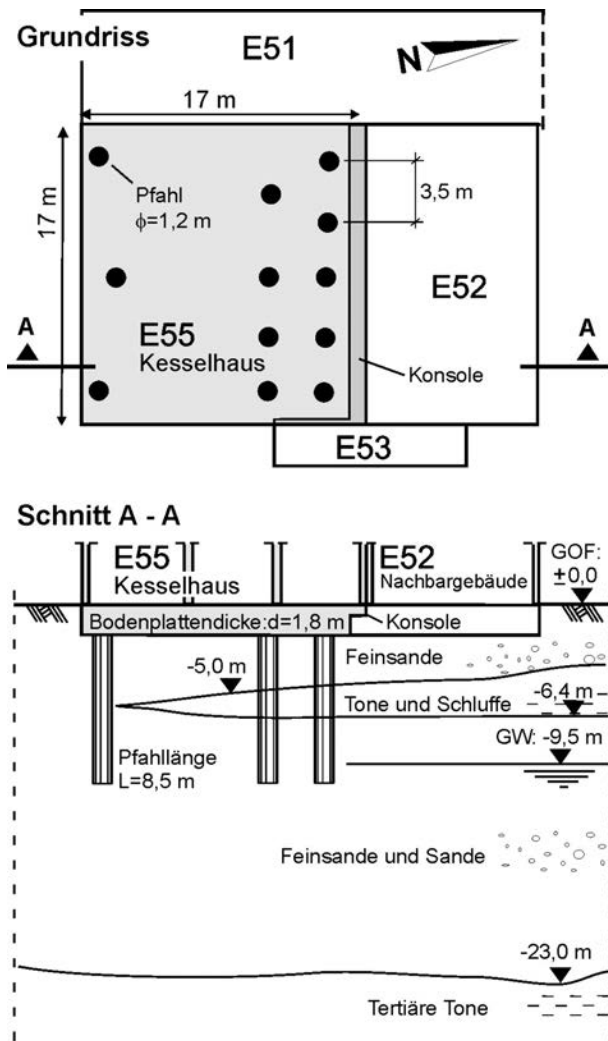


Bild 3: Grundriss und Schnitt der Gründung

Für einen ersten statischen Bemessungsrechenlauf des Gründungssystems aus Platte und Pfählen wurden die Pfahlfedersteifigkeiten unabhängig vom Pfahlstandort angesetzt (Varianten 1a, 1b), so dass es sich um eine Platten Gründung unter Einsatz von einzelnen Pfählen als „Setzungsbremse“ handelte.

Zur besseren Abbildung des Gründungssystems und zur genaueren Einschätzung des Tragverhaltens wurden ergänzende Betrachtungen mit vereinfachten Rechenmodellen unter Beachtung der Angaben in [2] für die Bemessung des Gründungssystems als KPP zugrunde gelegt. Für das hier zu betrachtende Bauwerk wurde das Strukturmodell S1 für die weiteren Betrachtungen ausgewählt. Danach ergaben sich Einstufungen der Pfähle als Randpfahl (R), Eckpfahl (E) und Innenpfahl (I). Der Pfahlfußwiderstand R_{bk} ist nach [2] vom

Pfahlstandort nahezu unabhängig. Hieraus ergibt sich folgender Zusammenhang :

$$R_{bk,E} = R_{bk,R} = R_{bk,I}$$

Die unterschiedliche Pfahltragwirkung infolge des Pfahlstandortes resultiert aus dem unterschiedlich großen Mantelwiderstand R_{sk} der Pfähle, woraus folgt :

$$R_{sk,E} \neq R_{sk,R} \neq R_{sk,I}$$

Es lässt sich erkennen, dass die Federsteifigkeiten c_{Pf} bei der Betrachtung des Gründungssystems als KPP nicht als konstante Größe, wie bei der ersten statischen Bemessung der Bodenplatte angesetzt, sondern als vom Pfahlstandort abhängige Einzel Federn abzubilden waren. Da die Anforderungen der KPP-Richtlinie für den Einsatz eines vereinfachten Modells bezüglich der Bauwerks- und Gründungsgeometrie, des Baugrunds und der Einwirkungen weitestgehend erfüllt waren, konnte auf eine aufwendige räumliche Berechnung verzichtet werden. Folgender vereinfachter Ansatz der Federsteifigkeiten als Funktion des Pfahlstandortes konnte daher aus [2] abgeleitet und definiert werden;

Eckpfahl:

$$c_{Pf,E} = c_{Pf,weich} \text{ bzw. } c_{Pf,steif} = 150/200 \text{ MN/m}$$

Randpfahl:

$$c_{Pf,R} = 0,75 \cdot c_{Pf,weich} \text{ bzw. } c_{Pf,steif} = 113/150 \text{ MN/m}$$

Innenpfahl:

$$c_{Pf,I} = 0,6 \cdot c_{Pf,weich} \text{ bzw. } c_{Pf,steif} = 90/120 \text{ MN/m.}$$

Unter Berücksichtigung dieser Federsteifigkeiten wurden Setzungsberechnungen zur Optimierung der Pfahlstandorte und als Grundlage zur Ermittlung des Ansatzes der sich resultierend ergebenden Bettungsmodulverteilung unter der Platte durchgeführt. Die daraus ermittelten Bettungsmoduln ergaben sich zwischen 4 MN/m^3 bis 6 MN/m^3 im Plattenfeld und zwischen 8 MN/m^3 bis 10 MN/m^3 am Plattenrand für die Grenzfälle "weich" bzw. "steif".

3.3 Prüfung der geotechnischen Ansätze

Aufgrund des komplexen Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen muss die Planung und messtechnische Überwachung einer KPP von einem, oft als geotechnischen Fachprüfer bezeichneten, Sachverständigen für Erd- und Grundbau geprüft werden. Werden für die Prüfung in statischer Hinsicht meistens die Vorgaben des Baugrundgutachtens als richtig vorausgesetzt, sind dagegen bei der geotechnischen Fachprüfung u.a.

die aus der Baugrundsituation abgeleiteten Eingangsparemeter für die Bemessung der KPP zu überprüfen. Beim vorliegenden Projekt wurden unterschiedliche Verfahren angewandt, um die geotechnische Prüfung durchzuführen. Im Folgenden wird auf die Anwendung der Vorentwurfstabellen von Reul [3] eingegangen, die wegen ihrer einfachen Handhabung eine schnelle Überprüfung der wesentlichen Eingangsparemeter für die Bemessung einer KPP ermöglichen.

Die Tabellen in [3] sind das Ergebnis einer auf Finite Elemente Berechnungen von KPP basierenden Parameterstudie. Diese Tabellen ermöglichen, die Lastabtragung einer KPP für unterschiedliche Bauwerksabmessungen, Pfahlanzahl und Belastungen zu ermitteln. Der Baugrund und die Gründungstiefe entsprechen dabei den für Frankfurt am Main typischen Verhältnissen. Wesentliche Randbedingungen der Kesselhausgründung (Baugrund, Gründungstiefe, Belastung) unterscheiden sich von den Annahmen, die bei der Erstellung der Tabellen festgelegt wurden. Trotz dieser Abweichungen liefern die Tabellen interessante Anhaltswerte für den Lastabtrag einer der Gründungskonfiguration des Kesselhauses sehr ähnlichen KPP in bindigem Baugrund.

Die Abschätzung der Pfahlfedersteifigkeit erfolgte - wie im Bild 4 dargestellt - für 2 KPP-Konfigurationen. Beide weisen einen quadratischen Grundriss von 14 m Kantenlänge (Kesselhaus: 17 m) auf und unterscheiden sich lediglich durch die Pfahlanzahl. Die Konfiguration mit 25 Pfählen bildet den Bereich des Kesselhauses mit eng stehenden Pfählen sehr gut ab, während der Bereich mit weit auseinander stehenden Pfählen mit 13 Pfählen besser simuliert wird. Für die jeweilige KPP-Konfiguration wurde als Eingangswert für die Vorentwurfstabellen eine Pfahllänge von $L = 10$ m (Kesselhaus: 8,5 m) gewählt. Zur Berücksichtigung des Pfahldurchmessers von 1,2 m wurde ein Mittelwert der Tabellenwerte für den Durchmesser 1,0 m und 1,5 m gebildet. Als Sohlpressung wurde $q = 424$ kN/m² gewählt, da sie von den in [3] betrachteten am ehesten der des Kesselhauses ($q = 125$ kN/m²) entspricht. Auf eine genauere Betrachtung des Einflusses der geringen Belastung des Kesselhauses auf die Pfahlfedersteifigkeit wurde verzichtet. Ebenfalls vernachlässigt wurde der Einfluss der Tiefe der Gründungsebene, die für die Erarbeitung der Vorentwurfstabellen in [3] mit 14 m wesentlich tiefer gewählt wurde als die Gründungstiefe des Kesselhauses mit 1,8 m unter GOF. Lediglich der Effekt des verschiedenartigen Baugrundes wurde durch eine pauschale

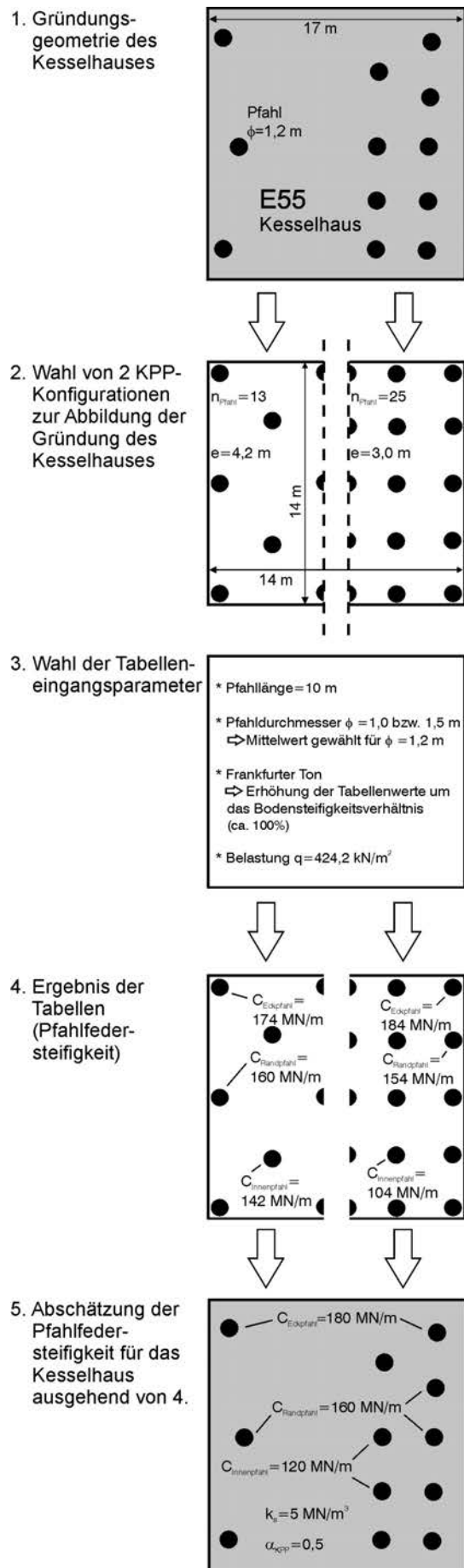


Bild 4: Abschätzung der Pfahlfedersteifigkeiten nach den Tabellen von Reul [3]

Erhöhung der Pfahlfedersteifigkeit um das Bodensteifigkeitsverhältnis berücksichtigt. Der Steifemodul des Darmstädter sandigen Baugrunds ist gegenüber dem Frankfurter Ton etwa doppelt so hoch, so dass die Pfahlfedersteifigkeiten gegenüber den Tabellenwerten vereinfachend um 100 % erhöht wurden. Diese Vereinfachung überschätzt die Pfahlfedersteifigkeit im vorliegenden Fall eines sandigen Baugrunds lediglich um ca. 10 % bei den eng stehenden Pfählen und um 40 % bei den weit auseinander stehenden Pfählen, wie nachträgliche numerische Berechnungen gezeigt haben.

Die aus den Tabellen resultierenden Pfahlfedersteifigkeiten (Bild 4) stehen im Einklang mit den Ergebnissen der im Kapitel 3.2 erläuterten vereinfachten Methode zur Ermittlung der Pfahlfedersteifigkeit.

In Tabelle 1 sind Erfahrungswerte von KPP im Sand angegeben. Es zeigt sich, dass die gewählten Pfahlfedersteifigkeiten und Bettungsmoduln für die Gründung des Kesselhauses im Rahmen dieser Erfahrungswerte liegen.

4 MESSERGEBNISSE

4.1 Setzungen

Bild 5 zeigt die zeitliche Entwicklung der Gebäudelast sowie der Setzungen des Punktes 55/4. Dieser Messpunkt liegt zentral zwischen der Einzel- und der Doppelpfahlreihe und somit auch zentral in der Setzungsmulde. Schon kurz nach Rohbauende beträgt die Setzung rund 10 mm und bleibt bis zur Fertigstellung des Gebäudes und darüber hinaus auch bis nach dem Befüllen der Kessel relativ konstant.

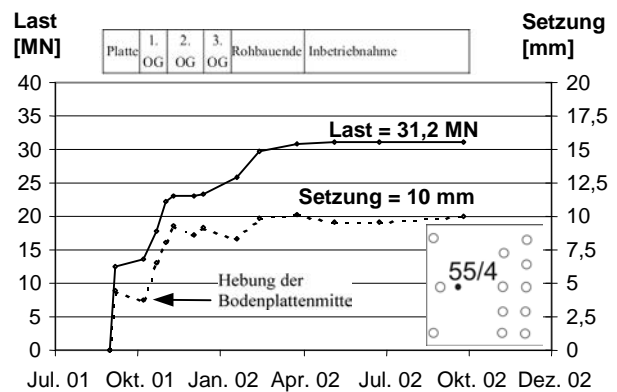


Bild 5 Zeitliche Entwicklung der Gebäudelast und der Setzungen in Gebäudemitte (geodätischer Punkt 55/4)

Projekt	Boden	Gründungsgeometrie					Pfählfedersteifigkeit		Bettung		Quelle
		n_{Pfahl} [-]	e/d [-]	$A_{\text{Bodenplatte}}$ [m ²]	d_{Pfahl} [m]	L_{Pfahl} [m]	C [MN/m]		k_s [MN/m ³]		
Treptowers Berlin	Sand mitteldicht bis dicht	54	2,8 - 9,2	1380 m ²	0,9 m	12,5 - 16 m	155 MN/m (Innenpfähle)	170 MN/m (Randpfähle)	3 - 6 MN/m ³		[3], [4]
Sony-Center Berlin	Sand + 2-5 m Mergel oben	44	2,8 - 5,2	2600 m ²	1,5 m	15 - 25 m	210 MN/m		3 - 5 MN/m ³		[3], [4]
Sigma Frankfurt-Niederrad	Sand mitteldicht bis dicht	82	3,0 - 8,0	4550 m ²	0,9 m	12 - 15 m	130 - 420 i.M.: 270 MN/m $e/d=3 \Rightarrow 130 - 200$ MN/m $e/d=6 \Rightarrow 280 - 350$ MN/m		Mitte: 0,5 - 2,0	Rand: 4,0 - 8,0	[5]
Kesselhaus Merck Darmstadt	Feinsand und Sand mitteldicht bis dicht	12	2,6 - 8,0	276 m ²	1,2 m	8,5 m	4 Bemessungsansätze: 1a. 150 MN/m ¹⁾ 1b. 200 MN/m ¹⁾ Eck Rand Innen 2a. 150 112 90 2b. 200 150 120		Mitte: 3 - 6	Rand: 8 - 10	[6]

¹⁾ Unabhängig vom Pfahlstandort

Tabelle 1: Erfahrungswerte von KPP im Sand, Bemessungsansatz Kesselhaus Merck

4.2 Pfahlkräfte

An 3 von 12 Pfählen wurden am Pfahlkopf Kraftmessdosen installiert. Der Einbau der Messdosen sowie die Durchführung der Messungen der hydraulischen und der piezoelektrischen Aufnehmer wurden von der Firma Glötzl durchgeführt (vgl. auch [7]).

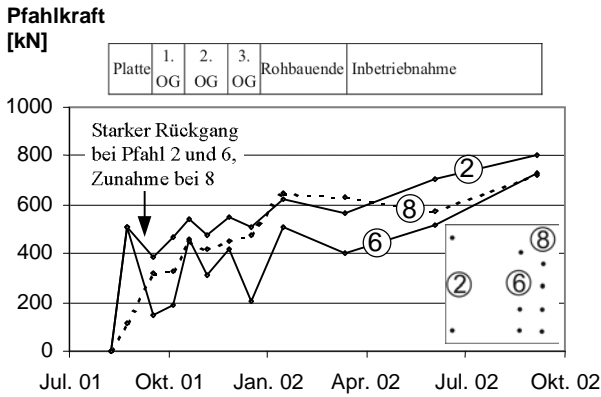
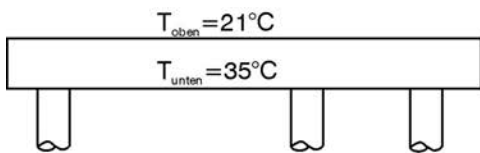


Bild 6 Zeitliche Entwicklung der Pfahlkräfte

Die gemessenen Pfahlkräfte erreichen nach Betonieren der Bodenplatte bereits 100 bis 500 kN (Bild 6). Eine Pfahlkraft von 500 kN entspricht dem Eigengewicht eines 1,8 m hohen (Bodenplattendicke) Betonzylinders von 3,8 m Durchmesser, was bezogen auf den Durchmesser von 1,0 m der Kraftmessdose erstaunlich viel ist. Die steife Konsistenz des Frischbetons und die lastübertragende Wirkung der mehrlagigen Bewehrung tragen wahrscheinlich dazu bei, dass die Frischbetonlast vorwiegend auf die vergleichsweise steifen Pfähle abgetragen wird.

2 Tage nach dem Betonieren der Bodenplatte



Temperaturentwicklung gem. DafStb. H. 520

28 Tage nach dem Betonieren der Bodenplatte

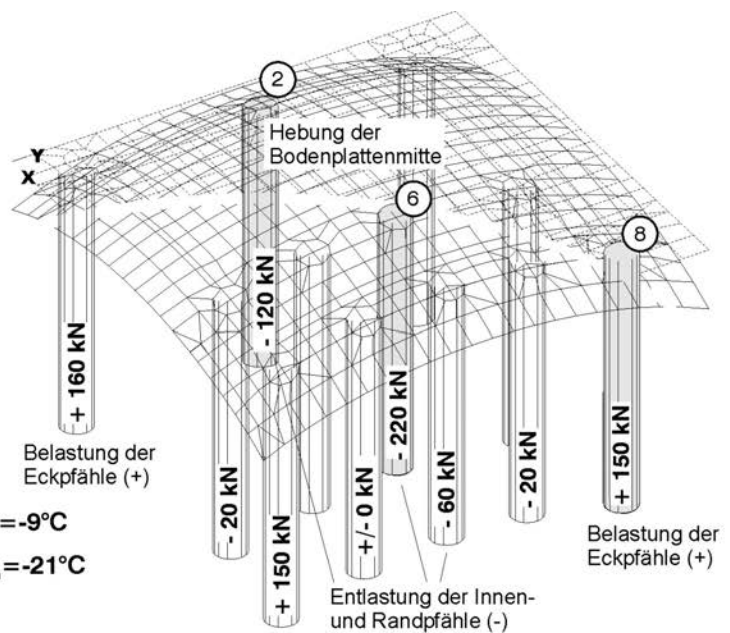
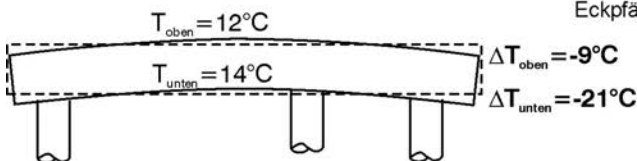


Bild 7 Einfluss der Wärmeentwicklung in der Bodenplatte auf die Pfahlkräfte

Während der Bauphase sind immer wieder Entlastungen und Wiederbelastungen zu erkennen. Der erste Rückgang nach der 2. Folgemessung (bei den Pfählen 2 und 6) kann sich u.a. durch das Aushärten des Betons mit Temperatur- und Schwindeinflüssen erklären lassen. Dadurch erfährt die Bodenplatte zunehmend Eigenspannungen und überträgt, außer in den Platteneckbereichen, weniger Last auf die Pfähle als der für die Bodenplatte eingebrachte Frischbeton. Dieses Verhalten verdeutlicht Bild 7, wobei die Temperaturangaben aus Rostasy und Krauß [8] entnommen sind. Dabei kühlt in den ersten 2 Tagen nach dem Betonieren der Bodenplatte der Beton an der Oberseite stärker ab als an der durch den relativ trockenen Untergrund „isolierten“ Unterseite. Die Platte wird sich allerdings kaum wesentlich verformen, da der Beton noch nicht erhärtet ist. In der nächsten Zeit, während der Beton sukzessiv erhärtet, kühlt der Beton an beiden Seiten weiter ab, allerdings wegen des längeren Zeitraums auf annähernd gleiche Temperaturen. In dieser Zeit erfährt somit die Unterseite wegen der höheren Anfangstemperatur zu Beginn des Erhärtens eine größere Temperaturveränderung (Abkühlung ΔT) und verkürzt sich somit dort stärker als die Oberseite. Als Folge wölbt sich die Platte nach oben.

Dieses Verhalten findet in beiden Achsen der Bodenplatte statt und überlagert sich dadurch. Somit wird Pfahl 6 über beide Achsen entlastet, Pfahl 8 über beide Achsen belastet, Pfahl 2 sowohl ent- als auch belastet.

Neben den Messergebnissen der Pfahlkräfte wird dieses Verhalten auch durch die gemessene Hebung in Bodenplattenmitte nach dem Betonieren (Bild 5) bestätigt. Die Hebung sowie die Pfahlbe- bzw. -entlastung konnten rechnerisch ermittelt werden und stimmen gut mit den Messungen überein (Bild 7). Dort ist beispielsweise für den Pfahl 6 in Feldmitte eine rechnerische Zugkraftkomponente infolge der beschriebenen Effekte von 220 kN zu erkennen. Diese rechnerische Größe steht einer gemessenen Druckkraftentlastung des Pfahles 6 nach Bild 6 von ca. 350 kN von der zweiten zur dritten Folgemessung gegenüber. Gleichzeitig erfuhr der Eckpfahl Nr. 8 einen Lastzuwachs von ca. 200 kN, was mit der Berechnung von +150 kN ebenfalls gut nachvollzogen wurde. Mit anderen Worten sind die Entlastungseffekte in Plattenmitte und an den Rändern und die Belastungseffekte an den Plattenecken infolge der Betonerhärtung und Temperaturdifferenzen gut rechnerisch nachvollziehbar und belegen somit auch die gute Messwerterfassung sowohl der Kräfte als auch der Verformungen.

Nach Fertigstellung des Bauwerks werden Pfahlkräfte von 700 bis 800 kN gemessen. In den Bemessungsansätzen waren standortabhängige Pfahlfedersteifigkeiten von $c_{pf} = 90$ bis 200 MN/m festgelegt worden, was bei einer Pfahlkopfverschiebung von ca. 8 mm (Bild 12) eine Pfahlkraft von 720 bis 1600 kN ergibt.

5 NUMERISCHE SIMULATION

Nach Fertigstellung des Kesselhauses wurde im Rahmen einer Diplomarbeit [9] eine numerische Simulation der Kombinierten Pfahl-Plattengründung durchgeführt. Besonders von Interesse war herauszufinden, in wie fern durch eine genaue numerische Abbildung und Berechnung des Systems die insgesamt relativ geringen, gemessenen Pfahlkräfte erklärt werden können. Die Verformungsergebnisse des langzeitlichen Messprogramms sollten ebenfalls den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt werden. Weiter sollte geklärt werden, ob das Programm PLAXIS 3D Tunnel für die räumliche Berechnung einer KPP gut geeignet ist, was später eindeutig positiv beantwortet wurde.

5.1 Grundlagen

Die stoffliche Modellierung des Kontinuums Boden erfolgte durch das in PLAXIS implementierte, elasto-plastische Stoffgesetz „Mohr-Coulomb Mo-

dell“, Pfähle und Bodenplatte wurden mit einem linear elastischen Materialverhalten abgebildet. Für die Abbildung der Kontaktzone zwischen Pfahl und Boden wurde der Ansatz eines idealen Kontaktes gewählt. Dabei wird eine Kontaktzone modelliert, dessen Materialverhalten im vorliegenden Fall durch den Boden simuliert wird. Dieser Modellierungsansatz ist für einen sandigen Baugrund besonders gut geeignet, wie experimentelle Untersuchungen gezeigt haben [3]. Dabei wurde bei Scherversuchen von rauhen Betonbauteilen im Berliner Sand festgestellt, dass der Reibungswinkel der Kontaktzone gleich dem des Sandes ist.

5.2 Einzelpfahl

Für die numerische Simulation der KPP wurde als erster Schritt eine Pfahlprobebelastung nachgebildet, um das Rechenmodell und die Ansätze zu kalibrieren. Es wurde auf eine Pfahlprobebelastung im Berliner Sand zurückgegriffen [10], die sowohl in vergleichbarem Boden als auch mit sehr ähnlichen Pfahlabmessungen durchgeführt wurde. Der dort anstehende, überwiegend dicht gelagerte gleichförmige Fein- und Mittelsand erstreckt sich bis in etwa 15 m Tiefe und ist weitgehend vergleichbar mit dem Darmstädter sandigen Baugrund.

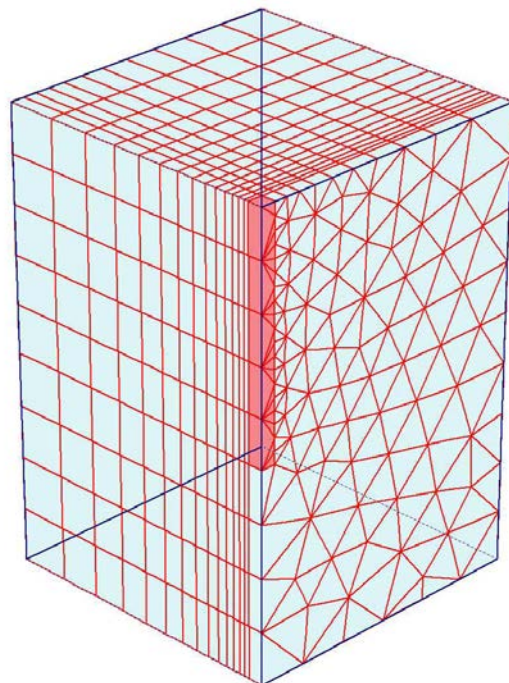


Bild 8: Simulation der Pfahlprobebelastung im Berliner Sand (Viertelanschnitt).

Da der Pfahlherstellprozess erfahrungsgemäß das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens und damit auch die Pfahltragfähigkeit beeinflusst, ist eine realitätsnahe Simulation der Pfahlherstellung

durchzuführen. Dazu wurde der Baufortschritt in die folgenden drei Berechnungsschritte gegliedert:

- Primärspannungszustand
- Einbau des Pfahls
- sukzessive Belastung des Pfahls(weggesteuert).

Der zylindrische Einzelpfahl wurde sowohl in 2D rotationssymmetrisch als auch in 3D (Bild 8) simuliert. Bei der rotationssymmetrischen Berechnung wurde der Einfluss von verschiedenen Diskretisierungsgraden, bei der 3D-Simulation die vereinfachte Modellbildung der Pfähle untersucht. Dabei wird der kreisrunde Pfahlquerschnitt in der 3D-Simulation zu einem Quadrat vereinfacht. Die Kantenlänge wird als Mittelwert aus einem umfangreichen und einem flächengleichen Quadrat bestimmt, da die Last in dem hier vorliegenden Fall über beide Traganteile (Mantelreibung und Spitzendruck) abgetragen wird. Damit die Dehnsteifigkeit EA der quadratischen Querschnittsfläche mit der des Kreisquerschnittes übereinstimmt, wird der Elastizitätsmodul des Pfahlbetons im umgekehrten Flächenverhältnis erhöht.

Auf die Ergebnisse der Nachrechnung der Pfahlprobelastung wird hier nicht näher eingegangen. Die Rechenergebnisse stimmen mit den Messergebnissen bis zu einer Pfahlkopfsetzung von 3 cm sehr gut überein. Bei größeren Pfahlkopfsetzungen wird die Tragfähigkeit des Pfahles im Rechenmodell gegenüber der Probelastung geringfügig überschätzt.

5.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

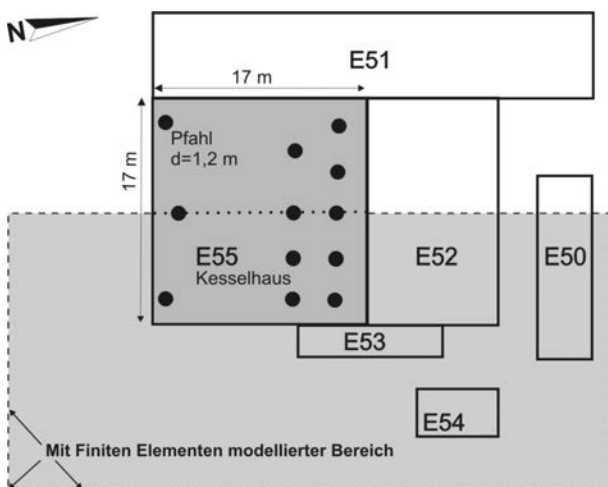


Bild 9: abgebildeter Bereich im FE-Modell

Aufbauend auf die bei der Simulation des Einzelpfahles gewonnenen Erkenntnisse bzgl. Diskretisierungsgrad, Abbildung des Pfahlquerschnittes

und Stoffparameter wurde das FE-Modell für die Berechnung der KPP Kesselhaus aufgebaut. Aufgrund der annähernd achsensymmetrischen Gründungsgeometrie wird der Berechnungsausschnitt auf eine Hälfte reduziert (Bild 9, Bild 10).

Die numerischen Berechnungen gliedern sich in die folgenden insgesamt sechs Simulationsschritte:

- Primärspannungszustand
- Aushub
- Einbau der Pfähle
- Aufbringung des Eigengewichts der Fundamentplatte als schlaffe Last
- Einbau der Fundamentplatte
- schrittweise Belastung der Platte durch das Kesselhaus.

Das Materialverhalten des Baugrunds wird aufgrund seiner einfachen Handhabung und wegen der leicht zur Verfügung stehenden Eingangsparameter mit dem Mohr-Coulomb Modell beschrieben. Vergleichsberechnungen mit dem Hardening-Soil Modell ergaben keine nennenswerten Unterschiede. Das Mohr-Coulomb Modell berücksichtigt nicht die unterschiedliche Steifigkeit des Baugrunds bei Erst- und Wiederbelastung, so dass die Baugrundsteifigkeit „manuell“ an die Belastungssituation angepasst wurde. Für die 3 Simulationsschritte, Aushub, Einbau der Pfähle und Einbau der Bodenplatte als schlaffe Last wurden die oberen 3 Bodenschichten mit einem Elastizitätsmodul für Wiederbelastung E_w versehen. Für alle folgenden Berechnungsphasen wird der Erstbelastungsmodul E angesetzt.

Bodenkennwert	Feinsand	Tone und Schluffe	Feinsande und Sande	Tertiäre Tone
γ kN/m ³	19	20	19	19
γ' kN/m ³	11	11	11	9
φ' °	32,5	20	36	20
ψ °	4,5	0	8	0
c' kN/m ²	0,1	5	0,1	20
E MN/m ²	50	15	110	130
E_w MN/m ²	100	50	180	-
ν	0,32	0,2	0,29	0,2

Tabelle 2: Bodenkennwerte

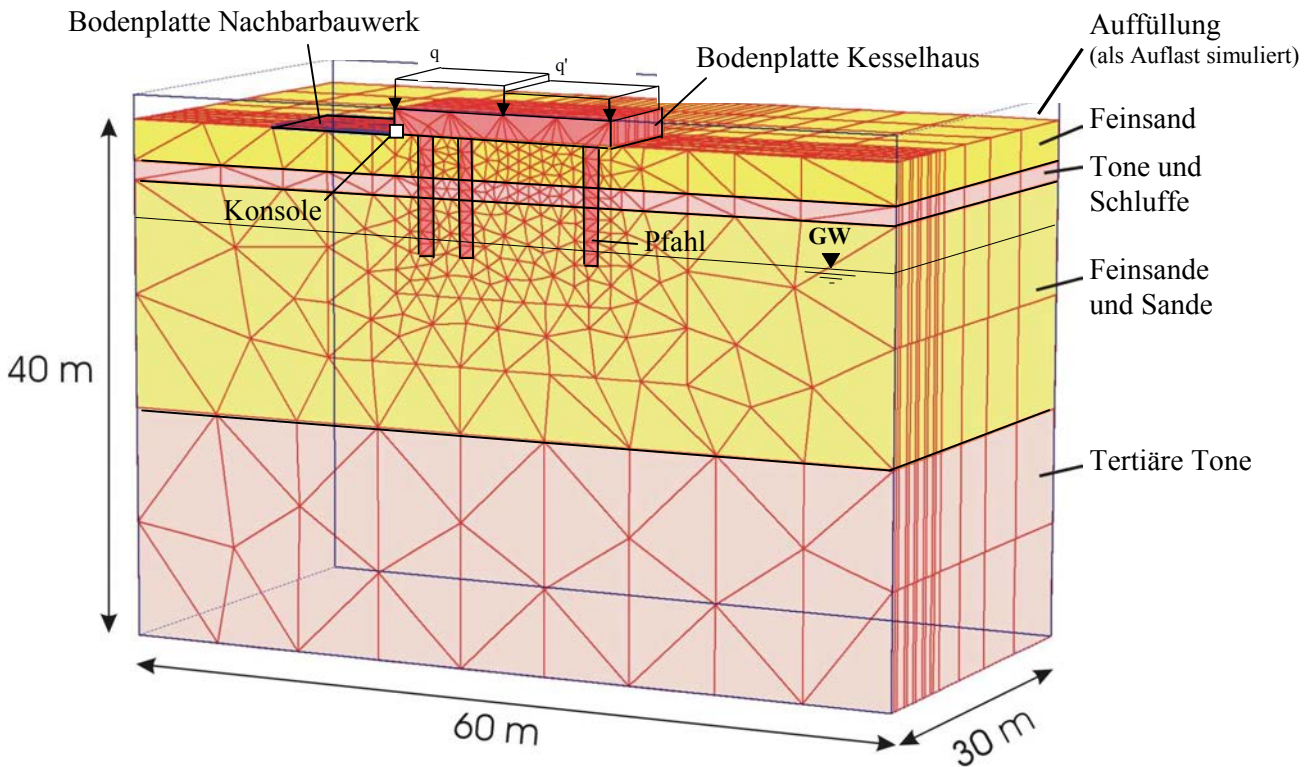


Bild 10 FE-Netz des Berechnungsausschnittes

Die Bodenkennwerte (Tabelle 2) konnten weitestgehend aus den am Projektstandort durchgeführten Untersuchungen entnommen werden. Bei im Labor nicht bestimmten Werten wurden Erfahrungswerte bzw. die Ergebnisse der Kalibrierung des Einzelpfahlmodells (Kapitel 5.2) herangezogen. Die Steifigkeitsparameter wurden nach ersten Rechenläufen nach oben angepasst, um mit den Messwerten annähernd übereinstimmende Setzungen und Pfahlkräfte zu erhalten.

Da zur Ermittlung der Betonsteifigkeit der Pfähle keine Ultraschallmessungen oder einaxialen Druckversuche durchgeführt wurden, wird der E-Modul anhand von durchgeführten Messungen an Pfählen von anderen Bauvorhaben abgeschätzt. Für die Betonfestigkeit B25 wurde gem. [11] und [3] ein E-Modul von 20500 bis 22000 MN/m² gemessen. Für die vorliegende Berechnung wurde der Mittelwert gewählt und anschließend erhöht, damit die Dehnsteifigkeit EA des quadratischen Pfahlquerschnitts des FE-Modells mit der des Kreisquerschnitts übereinstimmt. Daraus ergab sich ein E-Modul für die Pfähle von $E = 24000 \text{ MN/m}^2$.

6 BERECHNUNGSERGEBNISSE UND VERGLEICH MIT DEN MESSWERTEN

6.1 Setzungen

Bild 11 zeigt eine gute Übereinstimmung der zeitlichen Entwicklung der gemessenen und der berechneten Setzungen in Bodenplattenmitte (geodätischer Messpunkt 55/4).

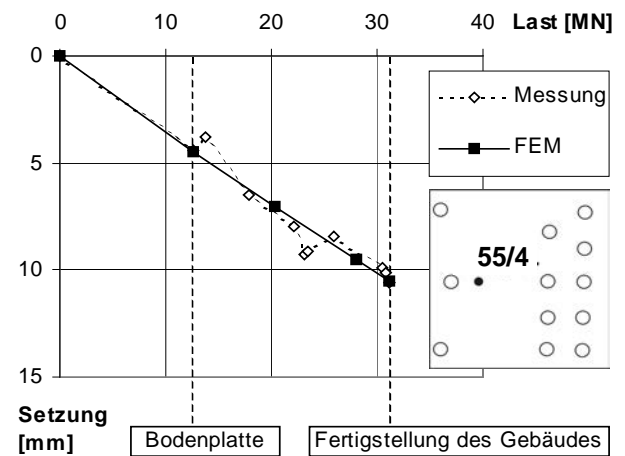


Bild 11: Last-Setzungsverhalten

Im Bild 12 sind die gemessenen und errechneten Setzungen des Kesselhauses und der Nachbargebäude gegenübergestellt. Messung und Berechnung stimmen gut überein. Die Setzungen sind mit maximal 10 mm am Kesselhaus und bis zu 8 mm an den Nachbargebäuden insgesamt sehr gering und erfüllen somit die Planungsvorgaben. Der Einfluss der Konsole ist aufgrund der geringen Verformungen nur geringfügig erkennbar. Am konsolfreien Übergang zwischen dem Kesselhaus E55 und dem Nachbargebäude E51 ist ein kleiner Setzungssprung festzustellen. Dagegen entsteht an dem mit einer Konsole versehenen Übergang zum E52 ein regelmäßiger Setzungsübergang.

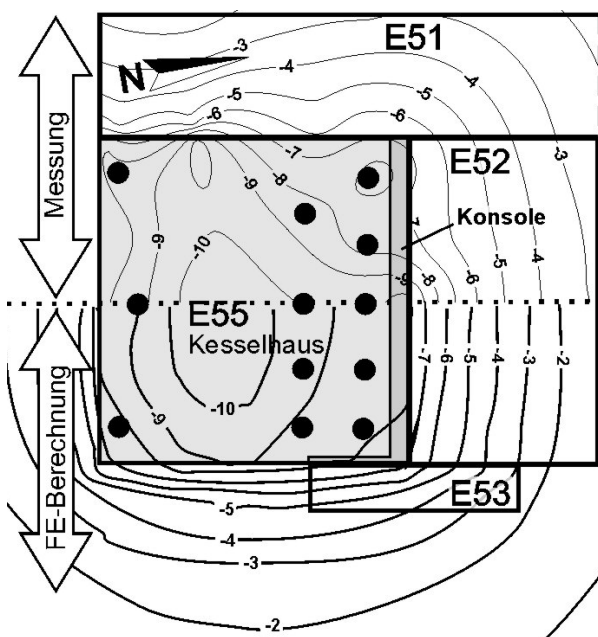


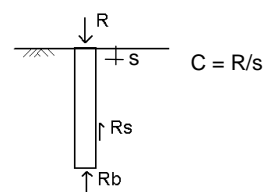
Bild 12: Setzungen [mm] nach Inbetriebnahme, obere Hälfte: Messung (26.09.2002), untere Hälfte: Berechnungsergebnisse

6.2 Pfahlkräfte

Die im Endzustand berechneten und gemessenen Pfahlkräfte sind in Tabelle 3 angegeben. Es ist eine deutliche Abhängigkeit der berechneten Pfahlkräfte, insbesondere der Pfahlmantelwiderstände, von der Position innerhalb der Pfahlgruppe zu erkennen. Die gemessenen Pfahlkräfte der drei überwachten Pfähle zeigen sowohl geringere Pfahlkräfte als auch geringere Abhängigkeiten von der Pfahlposition als nach der FE-Berechnung zu erwarten. Für diesen Vergleich des überwachten Pfahls 8 mit den Berechnungen wird im FE-Modell der Eckpfahl 12 herangezogen. Die aus den gemessenen Setzungen und Normalkräften der drei Pfähle ermittelten Pfahlfedersteifigkeiten liegen etwas niedriger als die entsprechenden Er-

gebnisse der FE-Berechnung und des gewählten Bemessungsansatzes (Kapitel 3.2). Der Innenpfahl 6 zeigt mit 858 kN (Berechnung) und 727 kN (Messung) jeweils die geringsten Kräfte, die mit weniger als 20% Abweichung gut rechnerisch nachvollziehbar sind.

FE-Berechnung		Pfahlnummer							
		2	6	12≐8	1≐3	5≐7	10≐9	11	4
R	[kN]	1460	858	1204	1602	1209	884	905	884
R _b	[kN]	933	755	766	933	835	689	695	762
R _s	[kN]	527	103	438	669	374	194	210	123
s	[mm]	8	9	8	8	8	8	8	9
c	[MN/m]	183	95	151	200	151	110	113	98



Messung		Pfahlnummer		
		2	6	8
R	[kN]	802	727	718
s	[mm]	9	10	8
c	[MN/m]	89	73	90

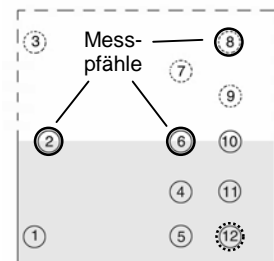


Tabelle 3: berechnete und gemessene Pfahlkräfte

6.3 Lastanteil Pfähle/Platte

Der Koeffizient α_{KPP} ist das Verhältnis der Last, die über die Pfähle abgetragen wird, zu der Gesamtlast. In Tabelle 4 ist ein Vergleich des Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} aus Mess- bzw. Berechnungsergebnissen angegeben.

• Messung

Der Wert von α_{KPP} lässt sich aus der Summe der gemessenen Pfahlkräfte rückrechnen. Da nur für $1/4$ der Pfähle Pfahlkraftmessungen durchgeführt wurden, müssen für nicht messinstrumentierte Pfähle die Kräfte anhand der vorliegenden Messergebnisse abgeschätzt werden. Dabei werden die Pfähle 4 bis 12 den Pfählen 6 und 8 mit einer Pfahlkraft von 720 kN zugeordnet. Den Pfählen 1 und 3 werden aufgrund ihrer Eckposition und des großen Abstands zu den restlichen Pfählen eine Normalkraft von 1000 kN zugeteilt. Der α_{KPP} -Wert ergibt sich bei dieser Annahme zu $\alpha_{KPP} = 0,30$. Damit ist der Anteil der von den als Setzungsbremse angeordneten Pfähle übernommenen Gesamtlast mit 30 %

erwartungsgemäß gering beispielsweise gegenüber einer klassischen KPP des Messturms zu Frankfurt mit $\alpha_{KPP} = 0,55$.

		Messung	FE-Berechnung
Summe Pfahlkräfte	R [MN]	9,3	13,9
Gesamtbelastung	S [MN]	31,2	31,2
Pfahlplatten-Koeffizient	α_{KPP} [-]	0,30	0,45

Tabelle 4: Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP}

- FE-Berechnung

Der rechnerisch ermittelte α_{KPP} -Wert ergibt sich zu $\alpha_{KPP} = 0,45$, was entweder auf eine geringe Überschätzung der rechnerischen Pfahlkräfte oder ein in-situ weiches Verhalten der Pfähle gegenüber der Prognose bzw. der FE-Berechnung zurückgeführt werden kann.

Im Bild 13 ist das Last-Setzungsdiagramm der KPP mit dem Lastanteil der Platte und der Pfähle aufgetragen. Man erkennt etwa bis zum Aufbringen der einfachen Last einen überwiegenden Traganteil der Platte, danach bis zum Aufbringen der doppelten Last ein geringfügiges Überwiegen der Pfähle. Dieses Verhalten ist auch in Bild 14, in dem der Pfahlplattenkoeffizient in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte angegeben ist, zu erkennen.

Der hohe Lastanteil der Platte ist u.a. auf das im Verhältnis zur Gesamtbelastung hohe Eigengewicht der Bodenplatte zurückzuführen. Durch die große Frischbetonlast wird eine hohe negative Mantelreibung im oberen Pfahlabschnitt aktiviert. Diese negative Mantelreibung kann durch die geringe Gesamtlast im Endzustand nicht ganz ausgeglichen werden, so dass die Pfähle zur Abtragung von Vertikalkräften nur über Mantelreibung in der unteren Pfahlhälfte und über Spitzendruck wirksam sind. Durch die kurze Pfahlänge tritt dieses Verhalten noch schärfer in Erscheinung.

Eine FE-Berechnung ohne den Simulationsschritt "Einbau der Bodenplatte als schlaffe Last" ergab bei einfacher Last einen höheren α_{KPP} -Wert, bei weiterer Laststeigerung ein Angleichen an den in Bild 14 dargestellten Verlauf.

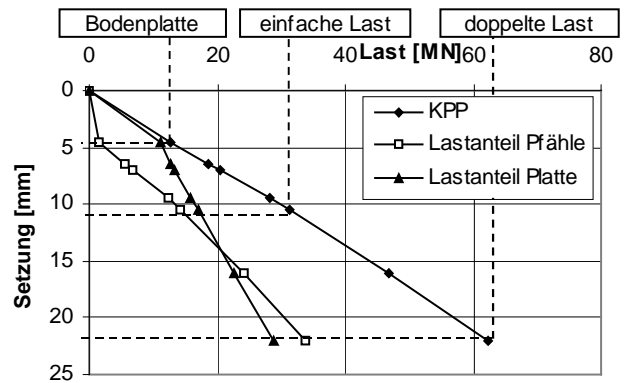


Bild 13: Last-Setzungsverhalten und Lastaufteilung der KPP - FEM

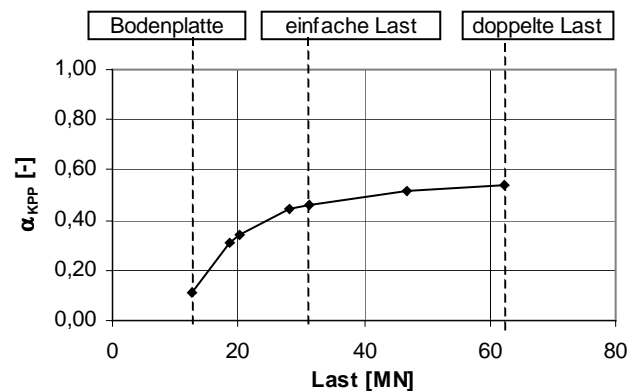


Bild 14: Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} in Abhängigkeit der Belastung - FEM

Der errechnete Lastabtrag über die in den Nachbarfundamenten der Gebäude E 52 und E 53 integrierten Konsolen (siehe Bild 3) beträgt i.M. 60 kN/m mit Spitzenwerten von bis zu 120 kN/m an der eingeschlossenen Ecke der Fundamentplatte. Es liegen keine Messwerte zum Vergleich vor.

7 SCHLUSSFOLGERUNG

Für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung des Bauwerks Kesselhaus der Firma Merck KGaA in Darmstadt wurde in der Planungsphase auf einfache Rechenmodelle zurückgegriffen, um Ansätze für die Bemessung der Bodenplatte zu definieren. Diese Ansätze haben sich im Zuge der Ausführung und nach Fertigstellung des Bauwerks durch Messung der Setzungen und der Pfahlkräfte weitestgehend bestätigt. Durch die gewählten Bemessungsvorgaben konnte sichergestellt werden, dass trotz geringer Abweichung der Messungen gegenüber der Prognose die Gründung standsicher ist und vor allem die strengen Vorgaben bezüglich der zulässigen Setzungen, Setzungsdifferenzen und Schiefstellung deutlich eingehalten sind.

Der Grund, weshalb die gemessenen Pfahlkräfte etwas geringer als die Prognose ausfielen, konnte auch durch eine räumliche FE-Berechnung nicht gänzlich geklärt werden. Vermutlich sind hierfür mehrere Ursachen verantwortlich. Im Vergleich mit den aus der Literatur bekannten KPP [3] weist die KPP Kesselhaus Besonderheiten auf, die mögliche Ursachen für diese Diskrepanz sein könnten:

- ein großer Anteil der Platte am Gesamtgewicht
- ein geringes Verhältnis von Belastung zur Gründungsfläche
- geringe relative Pfahlsetzungen bezogen auf den Durchmesser (s/D)
- weiches Pfahlverhalten infolge relativ ausgeprägter negativer Mantelreibung im oberen Pfahlbereich nach dem Betonieren der Bodenplatte.

Durch das verhältnismäßig große Bodenplattengewicht entsteht negative Mantelreibung über ein dickeres Schichtpaket, das durch die relativ kurzen Gründungspfähle nicht ausreichend durchstoßen wird. Hinzu kommt die geringe Belastung der Gründung, die nicht ausreichend ist, um eine positive Mantelreibung zu aktivieren. Schließlich wird der Pfahlwiderstand durch die geringe Setzung der Gründungsplatte vielleicht nicht in vollem Umfang geweckt.

Die kleineren gemessenen Pfahlkräfte könnten auch mit evtl. geringeren tatsächlichen Lasten, Messungenauigkeiten der Kraftmessdosen oder einem in der Realität größeren Lastabtrags über

9 REFERENZEN

- [1] Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Ch., König, G., Soukhov, D., Ahner, C.: Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP). Fraunhofer IRB Verlag, 2000
- [2] Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Ch.: Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP). Geotechnik, 1996, Nr. 4
- [3] Reul, O.: In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 53, 2000
- [4] Richter, T., Savidis, S., Katzenbach, R., Quick, H.: Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand, Baugrundtagung 1996, S. 129-146, DGGT, Essen
- [5] Arcadis, I. Bericht: Spezialberechnungen zur Kombinierten Pfahl-Plattengründung, Neubau Bürohochhaus Lyoner Straße 20, Frankfurt am Main - Niederrad, 04.04.2001

die Auflagerung auf den Bestand erklärt werden. Ein baubedingter Grund bei der Pfahlherstellung kann ebenfalls nicht ausgeschlossen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die rechnerische Abbildung des Systems einer KPP im Sand sowohl mit den vereinfachten Modellen, als auch einer FE-Berechnung jeweils nach den Empfehlungen aus [1] gut möglich war. Es ist bei derartigen Gründungssystemen auch zukünftig auf die kontinuierliche, fachtechnische Überwachung bei der Herstellung der Gründungssysteme und vor allem dem Einbau der Messelemente zu achten. Kräfte und Verformungen sollten an repräsentativ ausgewählten Stellen und mit ausreichend hoher Messfolgenanzahl als Funktion von Baufortschritt und Zeit gemessen werden. Die Auswertung, Bewertung, Interpretation und der Vergleich der Messergebnisse mit den rechnerischen Prognosen muss zeitnah erfolgen. Sofern die Gebrauchstauglichkeit oder gar die Standsicherheit bei Abweichungen von Messung zu Prognose gefährdet wären, sind ab definierten Schwellwerten Gegenmaßnahmen vorzusehen und zu ergreifen.

8 DANKSAGUNG

Für die gute Kooperation und Zusammenarbeit möchten sich die Verfasser beim Bauherrn des Projektes Kesselhauses E55, der Firma Merck KGaA in Darmstadt, bedanken. Der Dank geht insbesondere an Herrn Dipl.-Ing. Jelinek und Herrn Dipl.-Ing. Schmeisser, die durch ihre Unterstützung die vorliegende Ausarbeitung ermöglichten.

- [6] Gündling, N.: Bodengutachten Kesselhaus Merck, 10.07.2001 und 17.07.2001
- [7] Schwab, H., Gündling, N., Lutz, B.: Monitoring pile raft soil interaction. Proc. 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, 1-11. Rotterdam, Balkema, 1991
- [8] Rostasy, F. S., Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen – Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. DAFStb Heft 520, 2001
- [9] Fröbl, B.: Untersuchungen zum Tragverhalten einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FEM), Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Darmstadt, 2003
- [10] Weiß, K., Hanack, S.: Der Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellungsart von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit. Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der TU Berlin, Heft 35, 1983
- [11] Holzhäuser, J.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 42, 1998
- [12] Plaxis Finite Element Code for soil and rock analyses, 3D Tunnel, Manual, Balkema-Verlag, 2001