

Berechnung von Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA*



Leitung:

Prof. Dr.-Ing. K. Lesny

Referent:

Prof. Dr.-Ing. M. El Gendy

**Workshop an der Universität Siegen
Departement Bauingenieurwesen - Institut für Geotechnik
Donnerstag, 09. Juni 2022**

Inhalt des Workshops

- 1 Begrüßung und Einführung**
- 2 Erläuterung der Berechnungsverfahren im Programm *ELPLA***
Erläuterung von 9 Berechnungsverfahren im Programm *ELPLA*
- 3 Erläuterung und Beschreibung des Programms**
Vorführung einfacher Beispiele am Computer
- 4 Untersuchungsfälle von Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA***
 - 1 *Messturm* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
 - 2 *Torhaus* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
 - 3 *Stonebridge* Tower London (Pfahlgruppen)
 - 4 *Dashwood* House London (Pfahlgruppen)
 - 5 *Westend 1* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
 - 6 *Skzper* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
- 5 Erläuterung bei der Bearbeitung von Beispielen durch Teilnehmer am Computer**
- 6 Besprechen von Einzelfragen mit den Teilnehmern**
- 7 Schlussworte**

Unterlagen zum Workshop

Teil A

Kurzbeschreibung des Programms *ELPLA*

Teil B

Berechnungsverfahren von Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA*

Teil C

Untersuchungsfälle von Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA*

- 1 *Messturm* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
- 2 *Torhaus* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
- 3 *Stonebridge* Tower London (Pfahlgruppen)
- 4 *Dashwood* House London (Pfahlgruppen)
- 5 *Westend 1* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)
- 6 *Skzper* Frankfurt/ Main (Pfahl-Plattengründung)

Teil A

Kurzbeschreibung des Programms *ELPLA*

**Workshop an der Universität Siegen
Departement Bauingenieurwesen - Institut für Geotechnik
Donnerstag, 09. Juni 2022**

ELPLA Kurzbeschreibung

Inhalt	Seite
1 Allgemeines	A- 3
2 Wahl des Berechnungsverfahrens	4
3 Eingabe der Geometrie- und Lastdaten	5
4 Besondere Auflagerbedingungen	7
5 Baugrund	7
6 Bemessung der Platten	9
7 Graphische Darstellung der Daten und Ergebnisse	9
8 Darstellung der Schnitte	14
9 Tabellierung der Daten und Endergebnisse	16
10 Anwendungsgebiete von <i>ELPLA</i>	18
11 Literatur	19

ELPLA

Berechnung von Fundamentplatten und Pfahlplattengründungen

Programmautoren: *M. El Gendy, A. El Gendy*Internet Seite: <http://www.elpla.com>**1 Allgemeines**

Mit der Programmkette *ELPLA (ELASTISCHE PLATTE)* können Gründungsplatten mit beliebigem Grundriss, unterschiedlicher Dicke und Gründungstiefe auf in vertikaler und horizontaler Richtung ungleichmäßigem, auch mehrfach geschichtetem Baugrund mit bilinearem Last-Verformungsverhalten nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) berechnet werden. Es können Fundamentplatten mit Aussparungen, Ecken und Löchern eingegeben werden. Auch können Einzellasten, Linienlasten, Flächenlasten und Momente an beliebiger Stelle unabhängig vom Elementnetz eingegeben werden. Mit dem Programm *ELPLA* lassen sich auch verschiedene Nebeneinflüsse wie Setzungen aus Außeneinflüssen (Untertunnelung oder Bergsenkungen), Grundwassereinflüsse, Nachbarbauwerke und Temperatureinflüsse erfassen. Auch die Bemessung der Sohlplatte ist möglich.

Es handelt sich um eine praxisnahe Neuentwicklung als Ergebnis umfangreicher Forschungs- und Entwicklungsarbeiten (siehe Literaturverzeichnis), die seit Juni 1998 als Windows-Version freigegeben ist. Eine automatische Generierung des FE-Netzes der Fundamentplatte ist möglich. Die Dateneingabe und Auswertung der Ergebnisse durch graphische Darstellungen usw. erfolgen entsprechend den Windows-Konventionen und sind daher leicht erlernbar. Für die Schriftart, Größe und Farben, die Zeichenfarben und Flächenfarben der Graphiken kann der Benutzer zahlreiche Parameter ändern und speichern.

Mit den Programmen können entsprechend in Untermenüs die Einzelaufgaben (z.B. die Eingabe der Daten) abgewickelt werden. Zu jedem Programm gibt es im Benutzerhandbuch ausführliche Erläuterungen mit Berechnungsbeispielen. Zur Datenabfrage können kurze Hilfe-Informationen angefordert werden. Das Programm besteht aus den in Tabelle A-1 genannten 6 Hauptmenüs:

Tabelle A-1 Namen und Aufgaben der 6 Menüs

Hauptmenü	Aufgabenstellung des Menüs
<i>Daten</i>	Eingabe der Projektdaten
<i>Berechnung</i>	Berechnung des Projekts
<i>Graphik</i>	Graphische Darstellung von Ergebnissen und Daten
<i>Schnitte</i>	Definieren und Darstellung der Schnitte
<i>Liste</i>	Liste der Daten und Ergebnisse ausgeben
<i>Bohr</i>	Eingabe und Darstellung von Schichtenprofilen

2 Wahl des Berechnungsverfahrens

Der Benutzer kann mit dem Programm *ELPLA* das Berechnungsmodell zur Baugrund/ Bauwerk-Wechselwirkung unter folgenden 9 Berechnungsverfahren auswählen:

- 1) Einfache Annahme
(Spannungstrapezverfahren)
- 2) Bettungsmodulverfahren mit konstantem Bettungsmodul
(Bettungsmodulverfahren)
- 3) Bettungsmodulverfahren mit unterschiedlichen Bettungsmoduli
(Bettungsmodulverfahren)
- 4) Bettungsmodulverfahren mit iterativer Berechnung
(Bettungsmodulverfahren/ Steifemodulverfahren)
- 5) Steifemodulverfahren für den unendlichen Halbraum
(Halbraumverfahren)
- 6) Iteratives Steifemodulverfahren
(Halbraumverfahren / Steifemodulverfahren)
- 7) Steifemodulverfahren mit Lösung des Gleichungssystems ohne Iteration (Elimination)
(Steifemodulverfahren)
- 8) Steifemodulverfahren für die starre Platte
(Halbraumverfahren / Steifemodulverfahren)
- 9) Steifemodulverfahren für die schlaffe Platte
(Halbraumverfahren / Steifemodulverfahren)

Bei den Verfahren 2 und 3 werden die Bettungsmoduli entweder eingegeben oder mit den eingegebenen Bohrprofilen und deren Baugrunddaten berechnet. Bei den Verfahren 4 bis 9 werden die Bettungsmoduli aus den Sohldrücken und Setzungen errechnet. Zur Berechnung von Fundamentalsystemen mit sehr vielen FE-Elementen nach dem Steifemodulverfahren kann ein sehr schnell ablaufendes Spezialmodul benutzt werden.

ELPLA kann auch zur Berechnung von Systemen mit mehreren nebeneinander angeordneten schlaffen, starren und elastischen Platten benutzt werden.

3 Eingabe der Geometrie- und Lastdaten

Es können Fundamentplatten mit beliebigem Grundriss, mit Aussparungen, Ecken und Löchern eingegeben werden (Bild A-1). Möglich sind auch Fundamentplatten mit unterschiedlichen Plattendicken und Gründungstiefen (Bild A-2). Es können auch Stäbe eingegeben werden. Dies sind Elemente, mit denen auf der Sohlplatte gelagerte steife Mauern simuliert werden können. Auch können Einzellasten, Linienlasten, Flächenlasten und Momente an beliebiger Stelle unabhängig vom Elementnetz eingegeben werden (Bild A-3). Auch mehrere Lastfälle sind möglich.

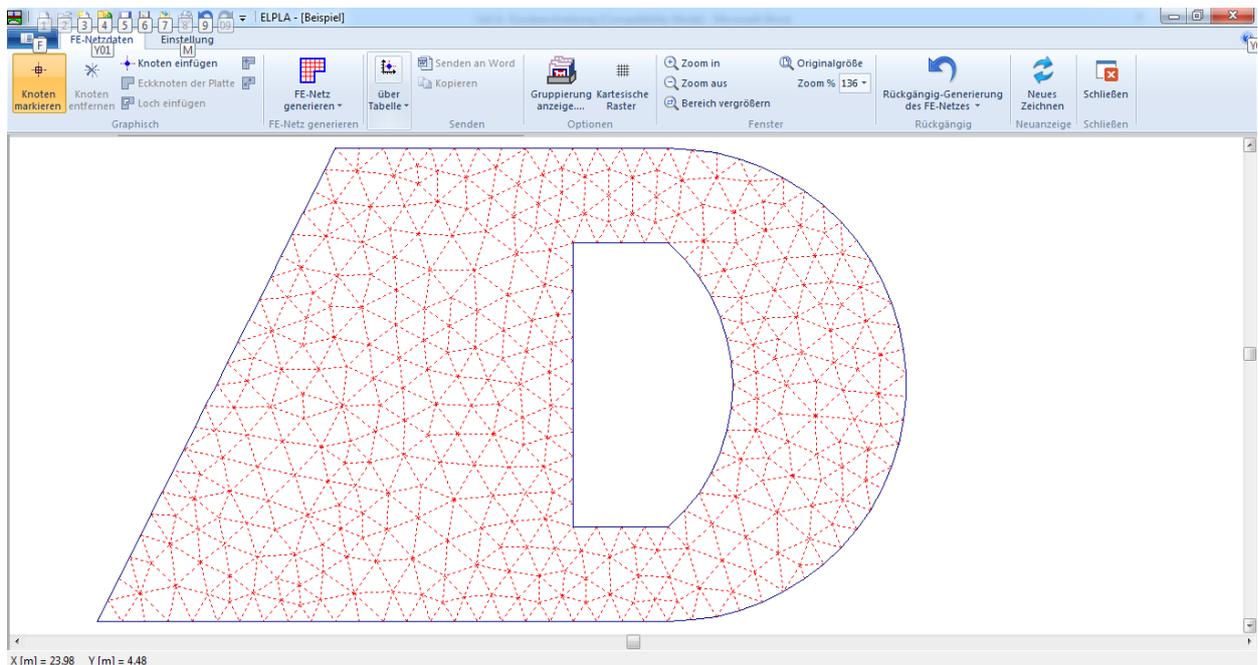


Bild A-1 Beliebiger Plattengrundriss und Lastdaten, auch Löcher sind möglich

ELPLA Kurzbeschreibung

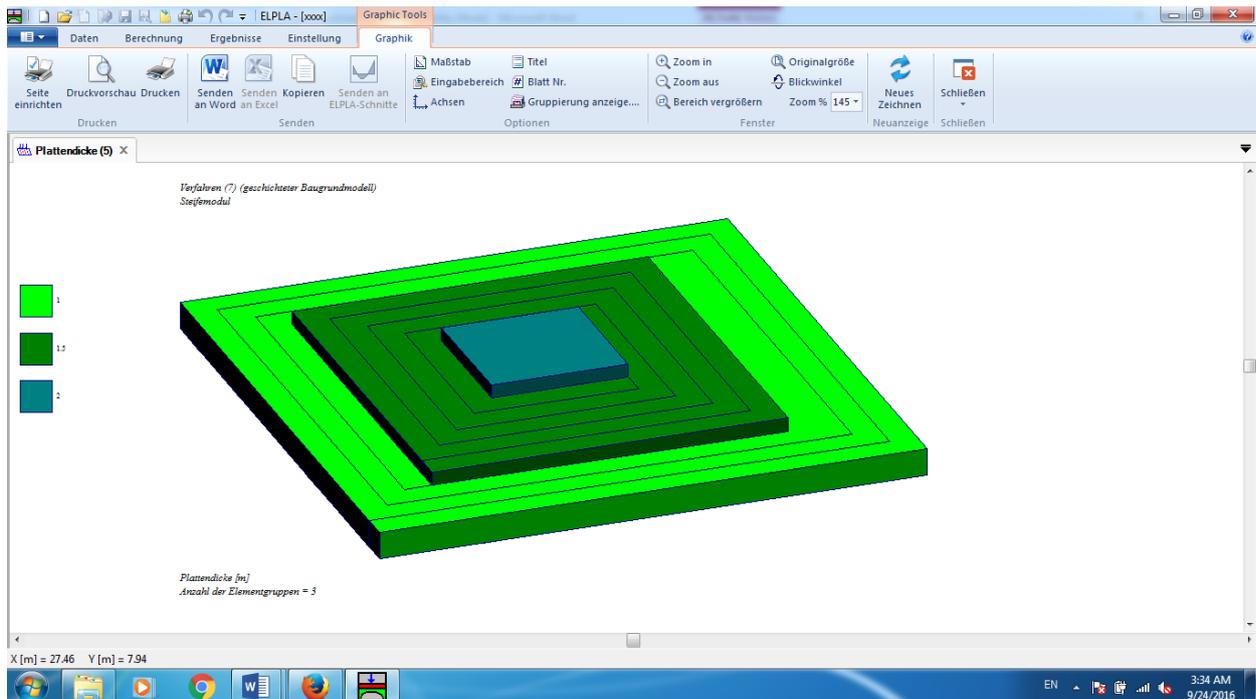


Bild A-2 Unterschiedliche Plattendicke

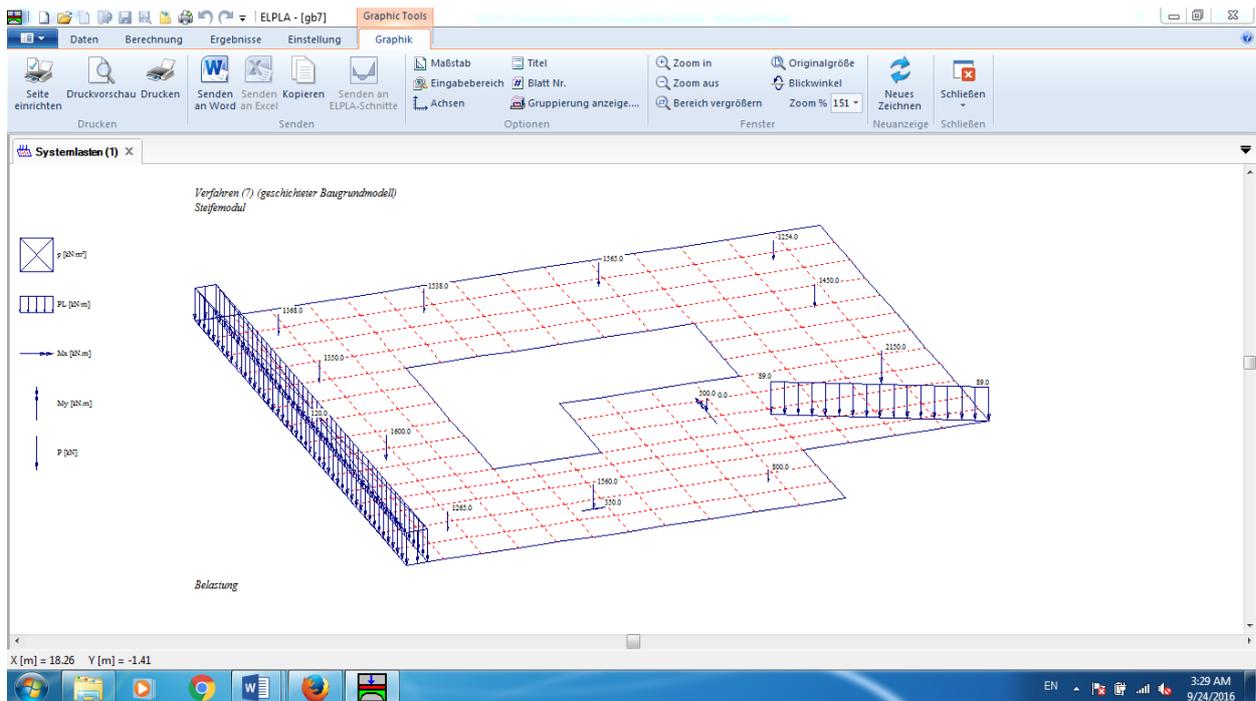


Bild A-3 Verschiedene Lastdaten

4 Besondere Auflagerbedingungen

Es ist möglich, feste (unverschiebliche) Punkt- und Linienlager einzugeben. Es können aber auch elastische oder vorgegebene Verschiebungen und Verdrehungen mit konstanten oder federnden Auflagern berücksichtigt werden.

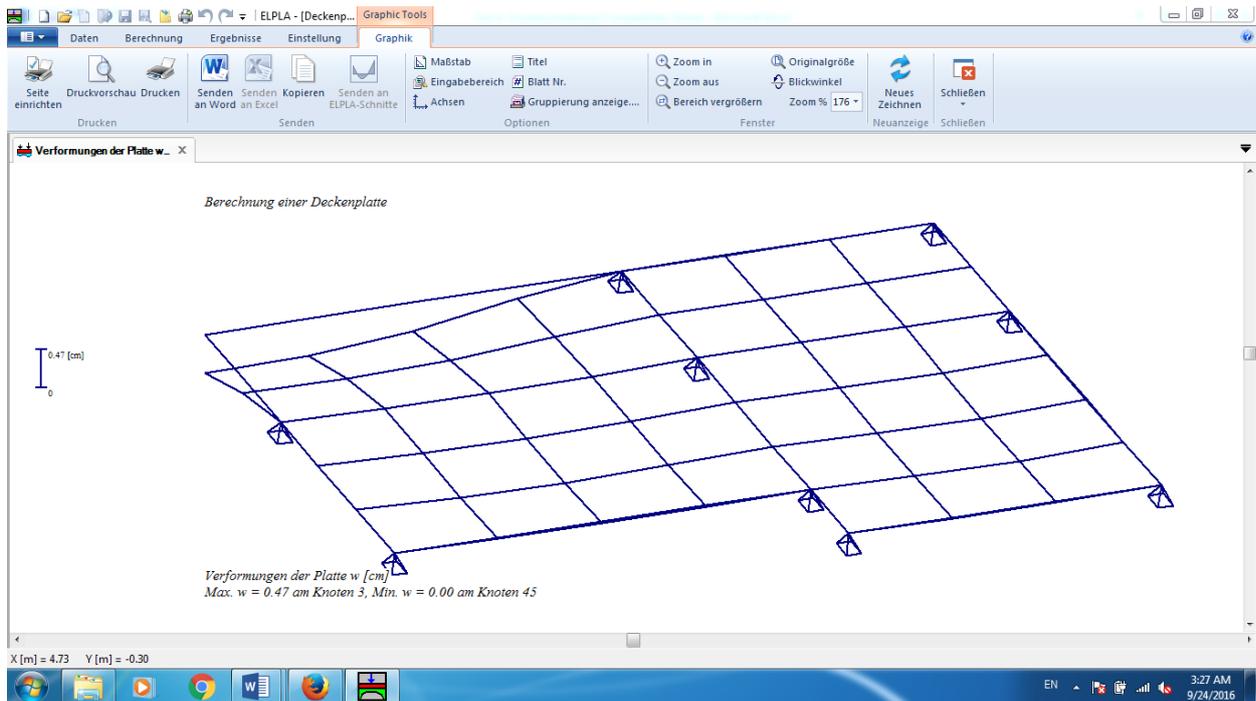


Bild A-4 Platte auf Punktlager

5 Baugrund

Der Baugrund wird durch ein oder mehrere Bohrprofile definiert, deren Lage durch Koordinaten im Grundriss (Bild A-5) festgelegt werden. Jedes Bohrprofil kann eine andere Schichtenfolge mit einer oder mehreren Schichten mit unterschiedlichen Bodenmaterialien aufweisen. Die Böden werden durch die Steifemoduli für Erstbelastung E_s und Wiederbelastung W_s und die Wichten γ definiert. Auch die Poissonzahl ν des Bodens wird berücksichtigt (Bild A-6). Zur Erfassung der Vorbelastung q_v kann eine feldweise unterschiedliche Gründungstiefe t_f berücksichtigt werden. Es kann auch die Grenztiefe berechnet werden.

Bei der Zuteilung der Bohrprofile zu den Bodeneigenschaften unter den einzelnen Elementknoten kann zwischen folgenden drei Verfahren gewählt werden:

- 1 Hand-Zuteilung der Bohrprofile zu den einzelnen Elementknoten
- 2 Aufteilung der Fundamentfläche in Teilflächen mit gleichen Bohrprofilen
- 3 Automatische bilineare Interpolation zwischen den Bohrprofilen (Bild A-5)

Die Bohrprofile können mit den Bezeichnungen, Symbolen und Farben nach DIN 4023 oder nach eigener Wahl nebeneinander graphisch dargestellt werden (Bild A-7).

ELPLA Kurzbeschreibung

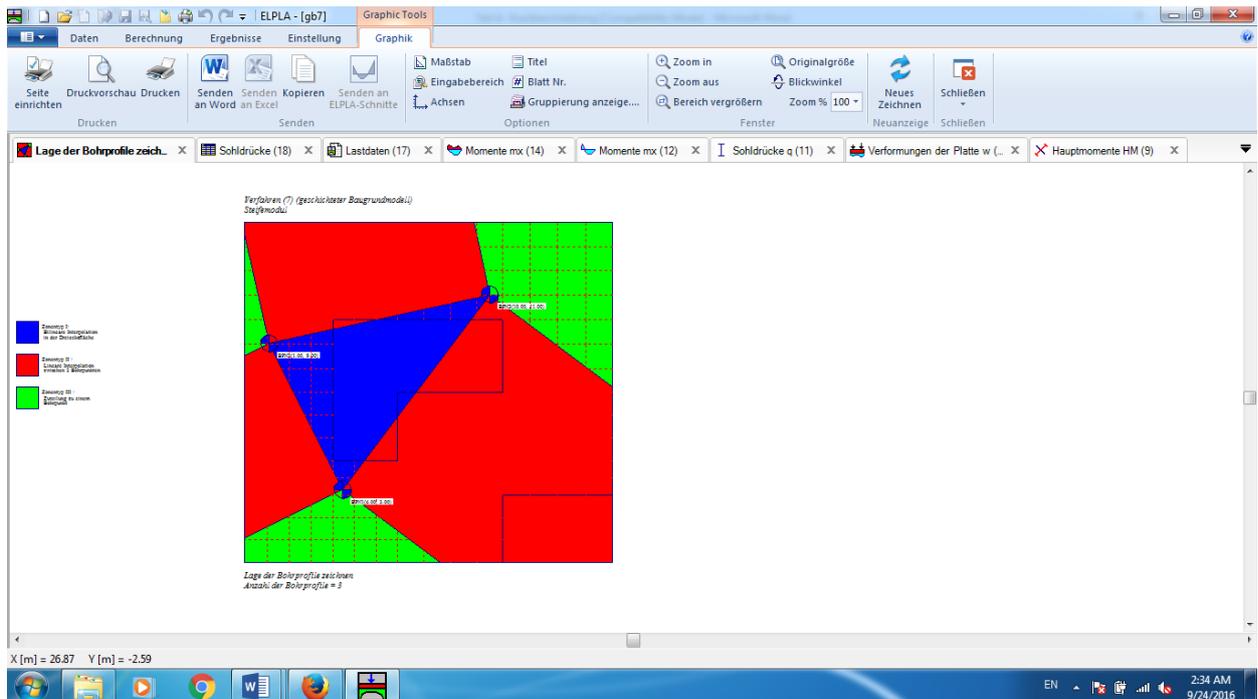


Bild A-5 Bohrprofile bei beliebig geschichtetem Baugrund

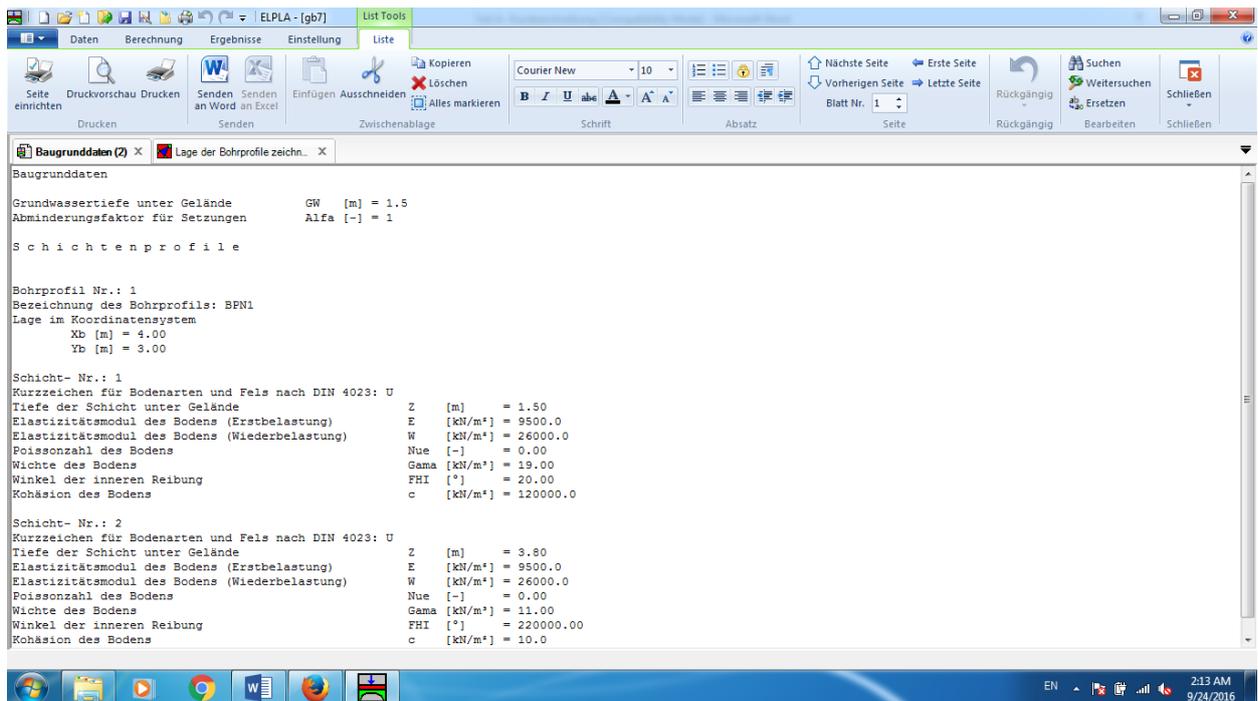


Bild A-6 Steifemoduli für Erst- und Wiederbelastung

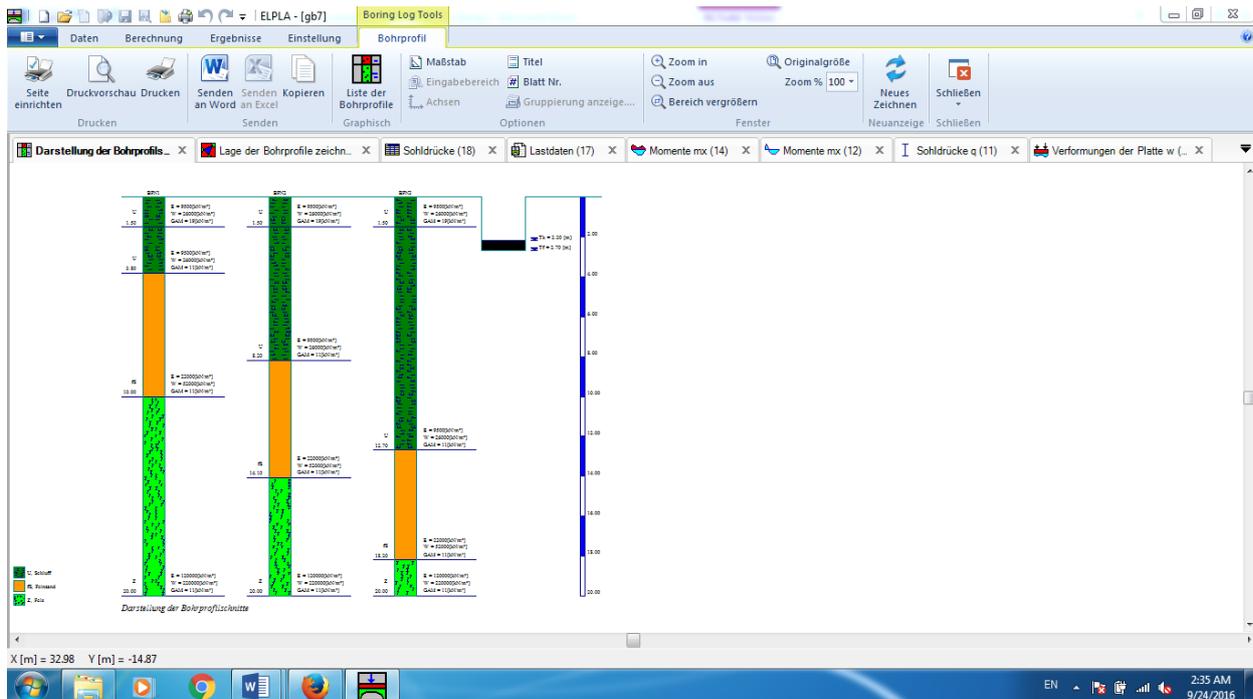


Bild A-7 Beliebige Schichtdicke, unterschiedliche Schichtenfolge

6 Bemessung der Platten

Die Bemessung von Stahlbetonplatten erfolgt nach den Normen:

- 1 EC 2 Europäisches Komitee für Normung, Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Eurocode 2
- 2 DIN 1045 Deutsches Institut für Normung, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung
- 3 ACI Amerikanisches Institut für Beton, Normerfordernisse für Stahlbetonbau
- 4 ECP Ägyptische Norm der Praxis für Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbau

7 Graphische Darstellungen der Daten und Ergebnisse

Mit dem Programm *ELPLA-Graphik* lassen sich vom Computer über 100 verschiedene Darstellungen der Eingabedaten und Endergebnisse auf dem Bildschirm, Drucker oder Plotter erzeugen. So können in Farbdarstellungen die Abmessungen und Grundrisse, die Setzungen, Sohldrücke, Verformungen, Schnittgrößen, Bettungsmoduli, Auflagerkräfte und Bewehrung auf dem Bildschirm, Drucker oder Plotter dargestellt werden (Bild A-8 bis Bild A-14).

So sind folgende Darstellungen auf dem Bildschirm, Drucker und Plotter möglich:

ELPLA Kurzbeschreibung

- 1 Darstellung der Systemdaten (Abmessungen, Lasten usw.) im Grundriss
- 2 Isometrische Darstellung der Systemdaten
- 3 Lage der Bohrprofile im Grundriss und Interpolationsfelder
- 4 Bohrprofile mit Bodenarten
- 5 Grenztiefe
- 6 Anordnung der Gründungskörper einschließlich benachbarter Platten
- 7 Ergebnisse (Zahlen) im Grundriss
- 8 Ergebnisse (Verlauf als Isolinien) im Grundriss
- 9 Isoliniendarstellung von Ergebnissen
- 10 Isometrische Darstellungen der Ergebnisse
- 11 Kreisdiagramme zu den Ergebnissen
- 12 Hauptmomente als Striche im Grundriss
- 13 Auflagerkräfte als Pfeile im Grundriss
- 14 Verformungen der Platte
- 15 Stäbe

Die Darstellungen können wahlweise als WMF-Datei ausgegeben werden, sodass sie von anderen Graphik- oder Textverarbeitungsprogrammen übernommen werden können.

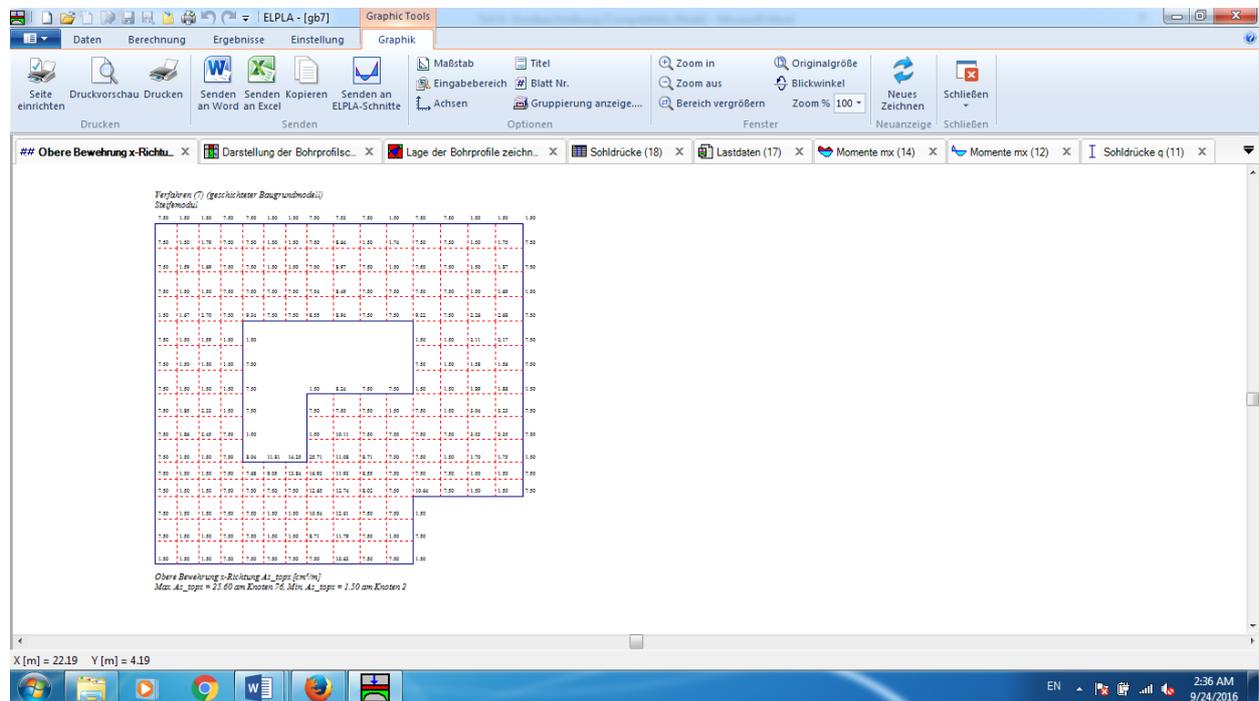


Bild A-8 Ergebnswerte im Grundriss

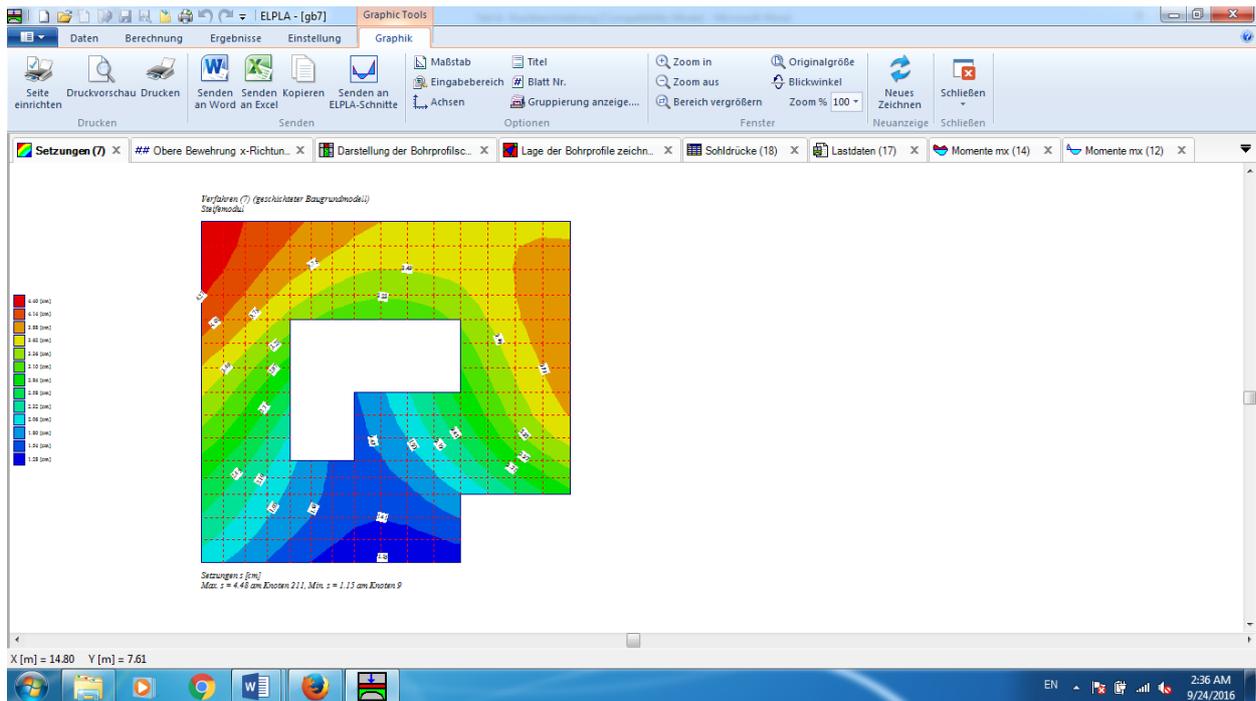


Bild A-9 Isolinendarstellung von Ergebnissen

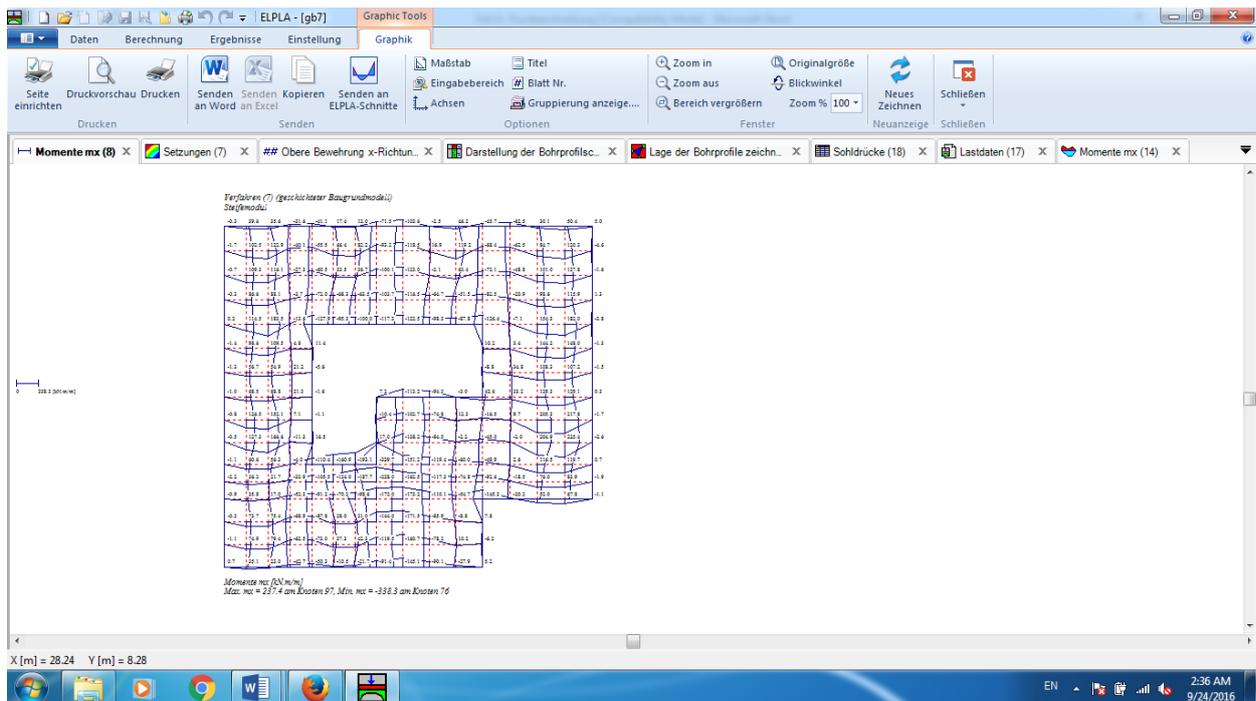


Bild A-10 Aufzeichnung des Verlaufes der Ergebnisse im Grundriss

ELPLA Kurzbeschreibung

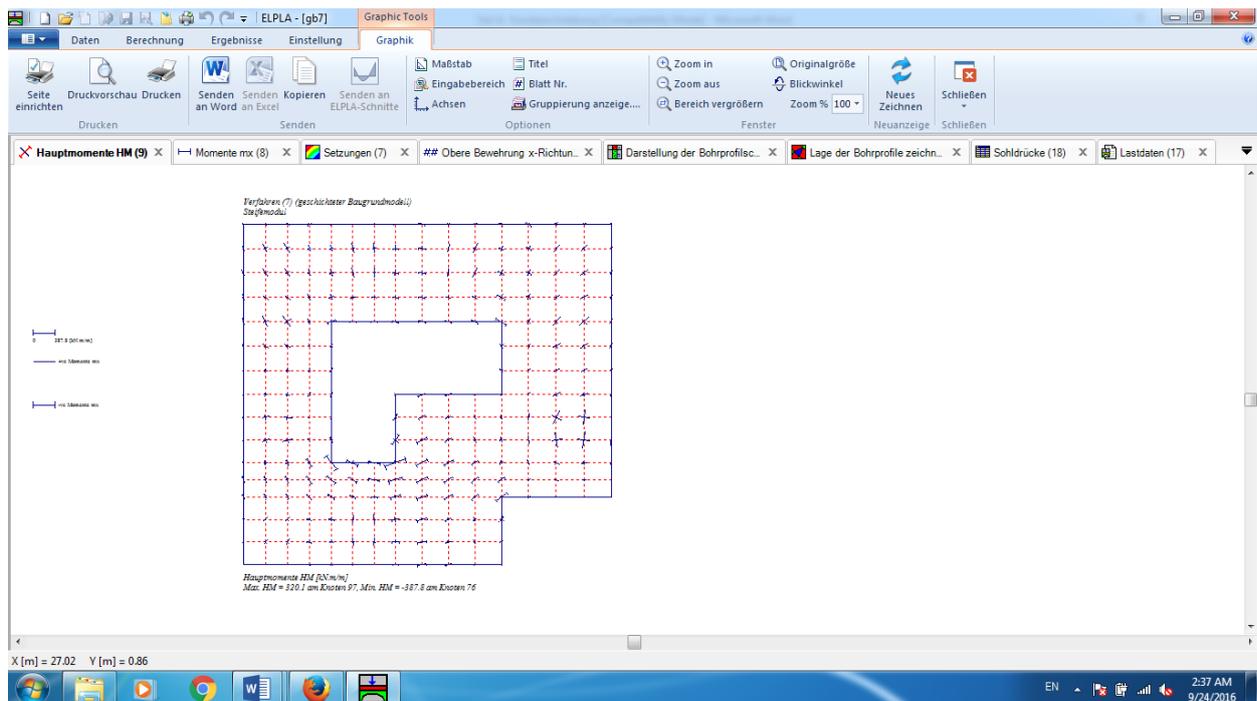


Bild A-11 Strichdarstellung der Hauptmomente

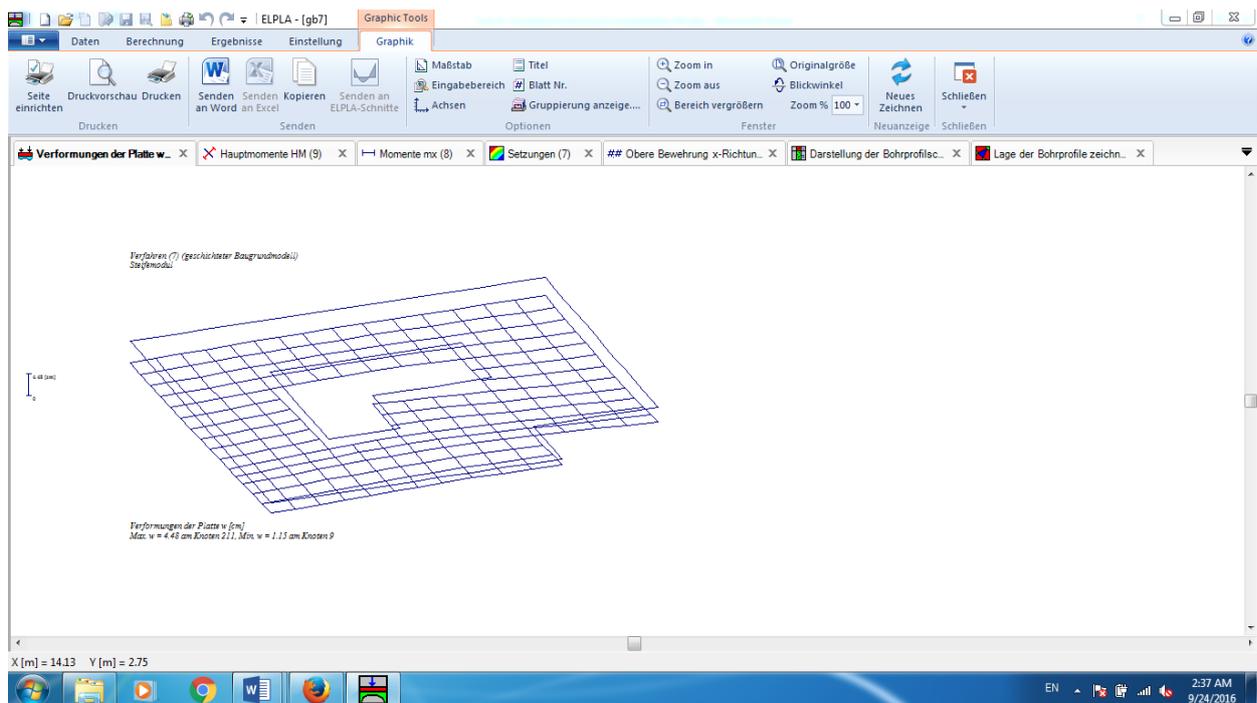


Bild A-12 Verformungen mit deformiertem Elementnetz

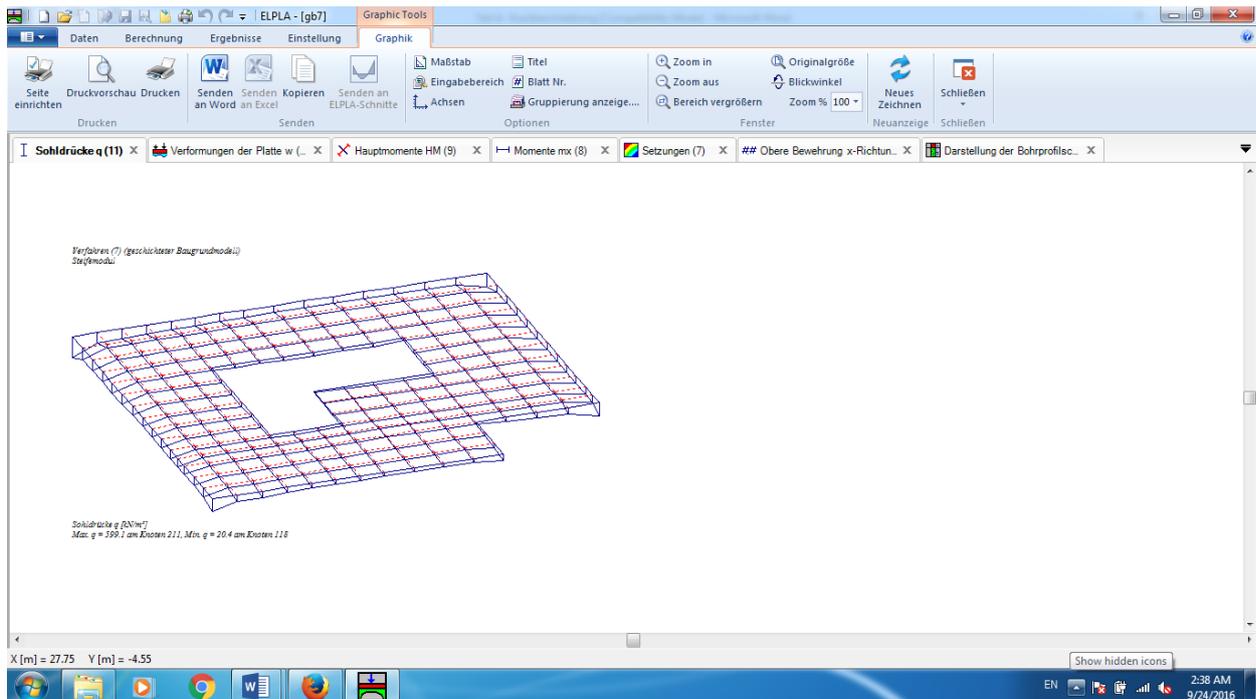


Bild A-13 Isometrische Darstellung von Ergebnissen

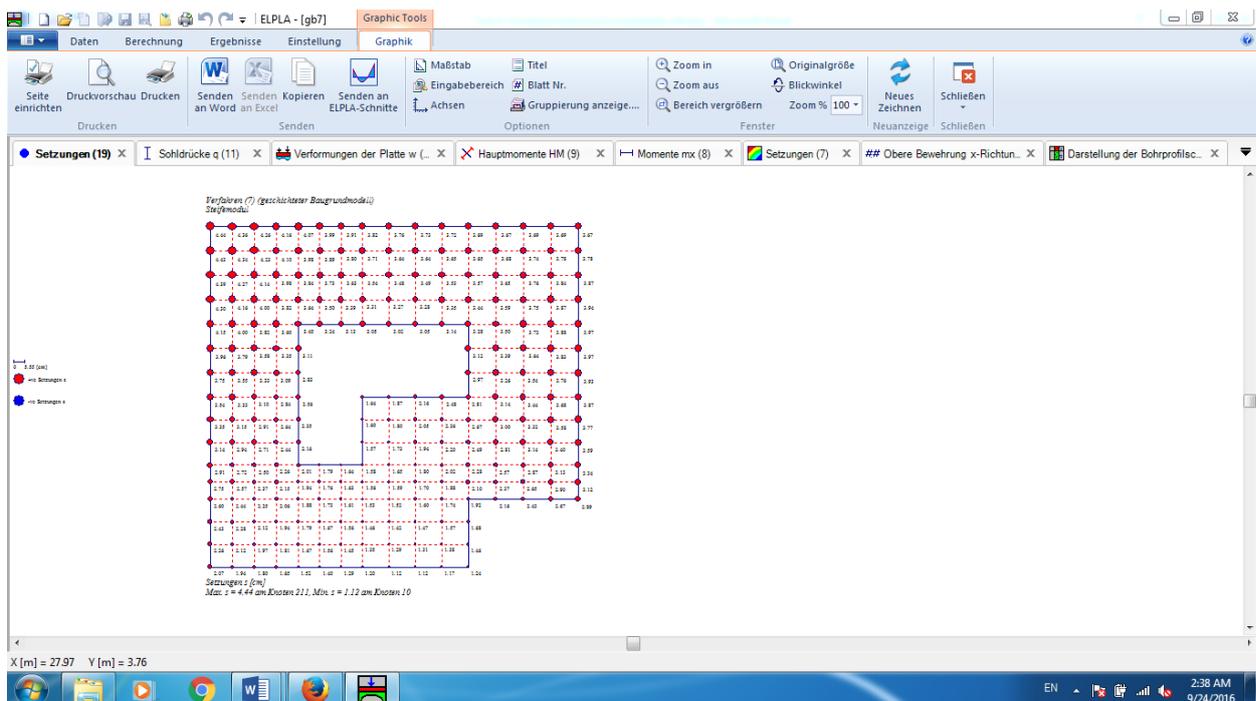


Bild A-14 Kreisdiagramme von Ergebnissen

8 Darstellung der Schnitte

Ferner lassen sich von den Berechnungsergebnissen Schnitte (z.B. Setzungen, Verschiebungen aus Eigenbelastungen oder Nachbareinflüssen, Temperaturverschiebungen) definieren und zeichnen. Es können auch die Grenzwerte der Berechnungsergebnisse aus mehreren Lastfällen oder

ELPLA Kurzbeschreibung

mehreren Berechnungsverfahren in einem Bild gezeichnet werden (Bild A-15 bis Bild A-17). So können z.B. folgende Schnitt-Darstellungen gezeichnet werden:

- 1 Schnitte in x-Richtung
- 2 Max./ Min.-Werte in x-Richtung
- 3 Überlappung in x-Richtung
- 4 Schnitte in y-Richtung
- 5 Max./ Min.-Werte in y-Richtung
- 6 Überlappung in y-Richtung
- 7 Beliebiger Schnitt

Auch diese Schnitte können wahlweise als WMF-Datei ausgegeben und damit von anderen Graphik- oder Textprogrammen übernommen werden. Zu vielen Eingaben können vom Benutzer am Bildschirm auf Knopfdruck Informationen und Erläuterungen über Verfahren, Anwendungsgrenzen usw. angefordert werden.

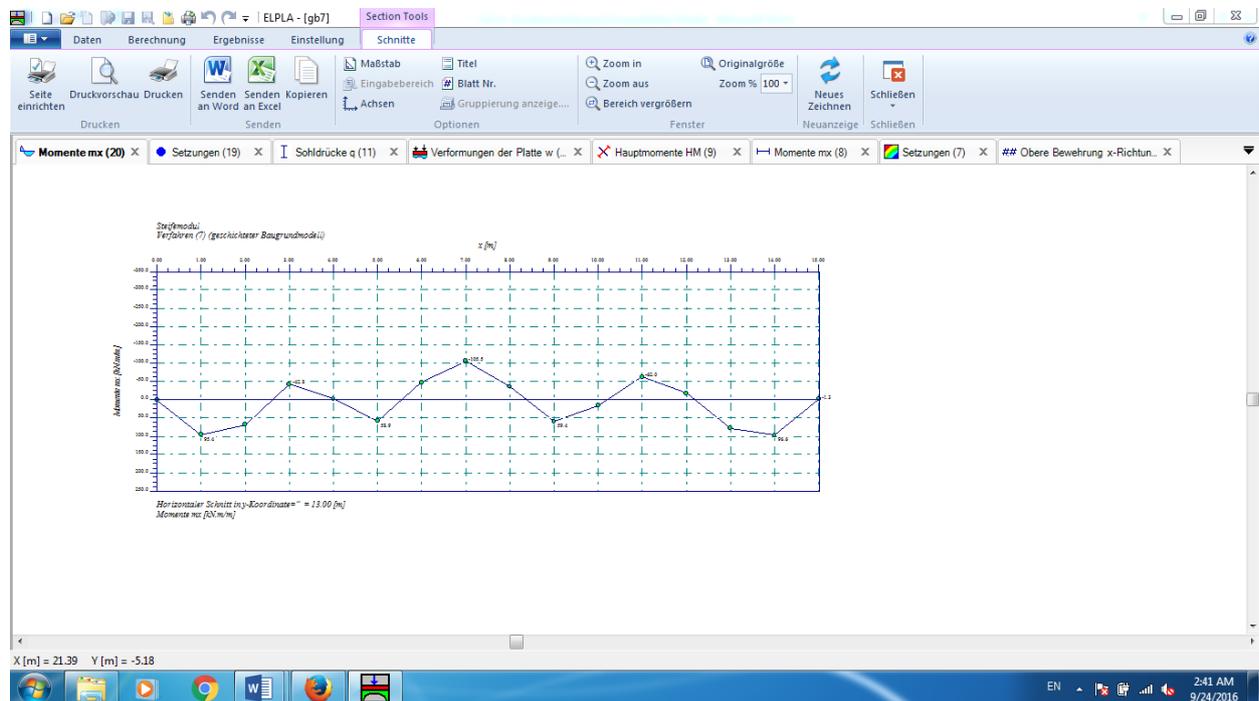


Bild A-15 Darstellung von Schnitten

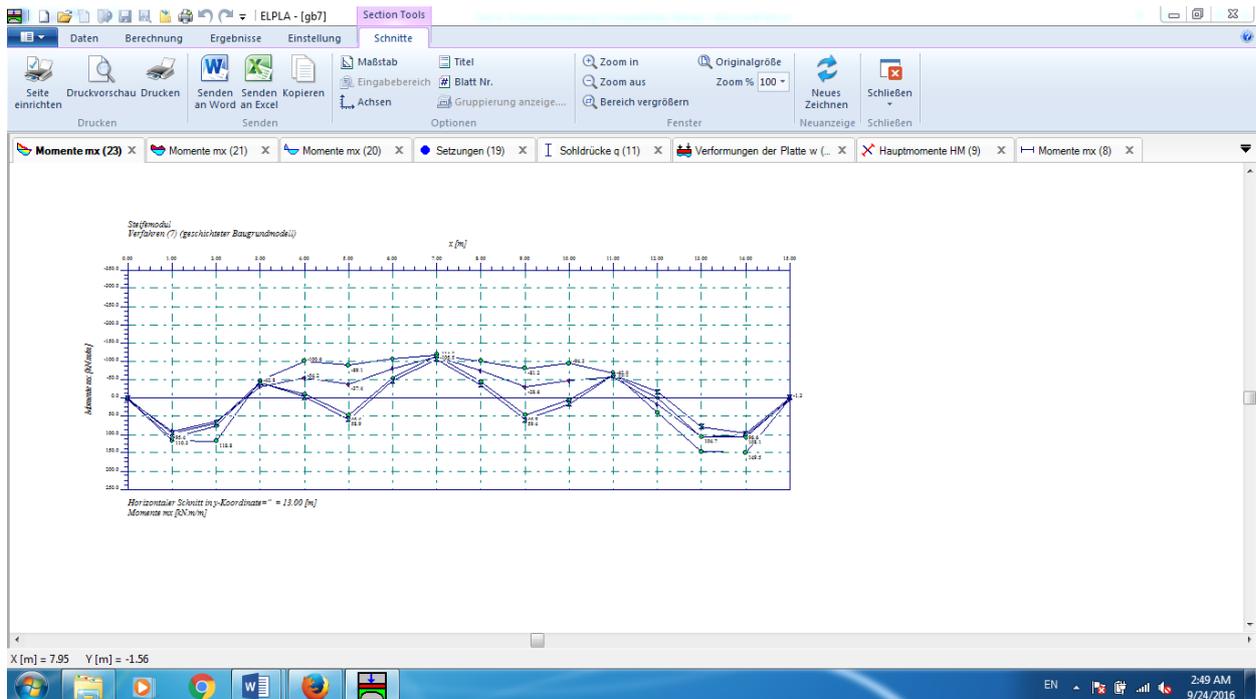


Bild A-16 Schnitte von mehreren Projekten können zusammen dargestellt werden

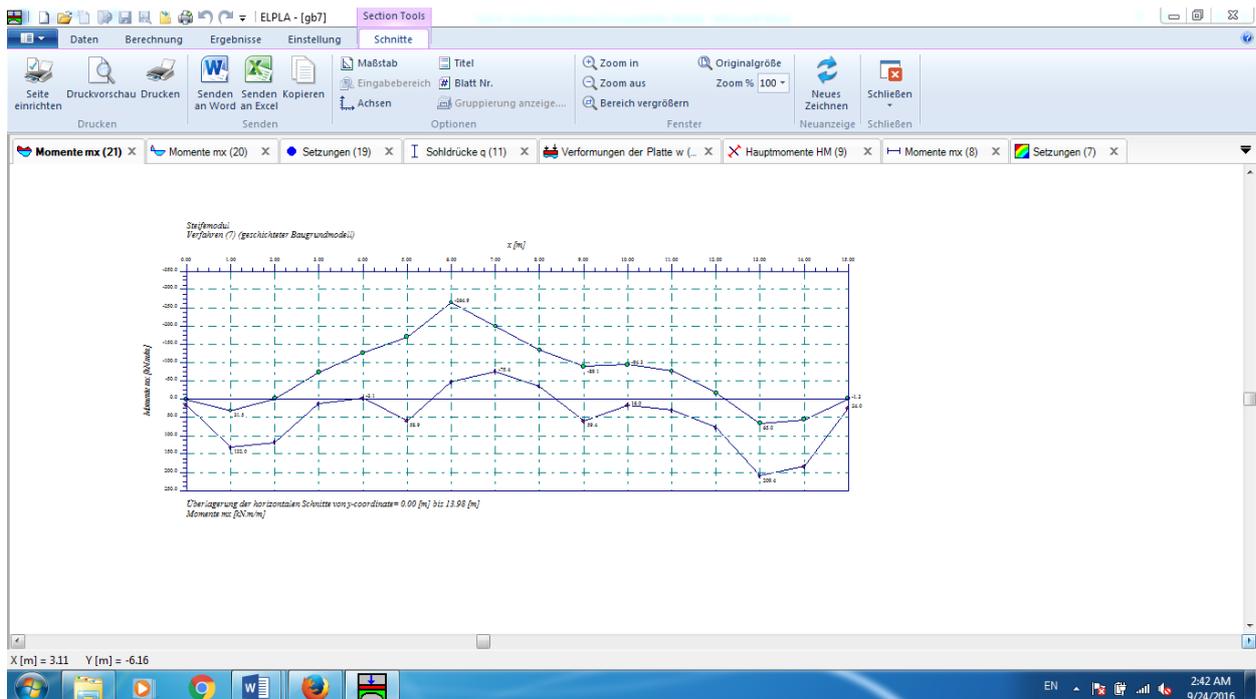


Bild A-17 Max./ Min. - Werte der Ergebnisse

9 Tabellierung der Daten und Endergebnisse

Mit dem Programm *ELPLA-Liste* lassen sich die Eingabedaten einschließlich der Titelseite auf dem Drucker in übersichtlicher Form protokollieren. So können die mit dem Programm *ELPLA-Daten* eingegebenen und generierten Knotenkoordinaten des FE-Netzes, die Plattendicken und

ELPLA Kurzbeschreibung

Gründungstiefen der Elemente und die Belastungen tabelliert werden. Ebenso können die Materialkennwerte des Plattenbetons, die Lage der Bohrprofile und zugehörige Baugrunddaten und deren Einflussfelder sowie die Daten zur Untersuchung des Temperatureinflusses und die Daten der Nachbarbauwerke gelistet werden.

Als Berechnungsergebnisse können die Setzungen, Sohldrücke, Verformungen, Momente, Querkräfte, Bettungsmoduli, Auflagerkräfte und die Bewehrung (oben und unten) als Listings in Tabellenform auf dem Bildschirm oder Drucker ausgegeben werden. Die Eingabedaten und Berechnungsergebnisse können mit einem einfachen Textverarbeitungsprogramm (*ELPLA-Text*) geändert oder wahlweise in einer ASCII-Datei abgespeichert werden. Sie können damit von anderen Textverarbeitungsprogrammen zur Weiterverarbeitung übernommen werden. Die Daten- und Ergebnistabellen können je nach Anzahl der Knotenpunkte einen erheblichen Seitenumfang haben (Bild A-18 bis Bild A-20).

Verfahren (7) (geschichteter Baugrundmodell)
Steifemodul

Belastung

Stützentypen (mit gleichen Kennwerten):

Gruppe	Stützen-Nr.	Stützen-seite	Stützen-seite
I	a	b	
	[m]	[m]	
1	0.00	0.00	

Punktlasten:

Last-Nr.	Stützen-typen	Last-größe	X-Koord.	Y-Koord.
I	I	P	x	y
	[m]	[kN]	[m]	[m]
1	1	1265	1.5	1.4
2	1	1600	1.5	5.5
3	1	1350	1.5	9.9
4	1	1368	1.5	12.6
5	1	1560	5	1.4
6	1	1538	5	12.6
7	1	800	9.2	1.4

Fortsetzung nächste Seite

Bild A-18 Daten können gelistet werden

ELPLA Kurzbeschreibung

Knoten Nr. [1]	Gesamtsohlendruck q [kN/m²]	Erstbelastungsdruck auf der Fundamentsohle qe [kN/m²]
1	357.4	315.7
2	192.4	150.7
3	167.2	125.5
4	146.2	104.5
5	131.1	89.4
6	120.0	78.3
7	109.8	68.1
8	99.6	57.9
9	96.3	54.6
10	100.0	58.3
11	99.8	58.1
12	156.4	114.7
13	249.6	207.9
14	108.2	66.5
15	96.4	54.7
16	83.8	42.1
17	77.0	35.3
18	73.7	32.0
19	69.9	28.2

Bild A-19 Ergebnisse können gelistet werden

Belastung

Stützentypen (mit gleichen Kennwerten):

Gruppe	Stützen-Nr.	Stützen-seite a	Stützen-seite b
	[-]	[m]	[m]
1	1	0.00	0.00

Punktlasten:

Last-Nr.	Stützen-typen	Last-große q	X-Koord. x	Y-Koord. y
[-]	[-]	[kN]	[m]	[m]
1	1	1265	1.5	1.4
2	1	1600	1.5	5.5
3	1	1350	1.5	9.9
4	1	1368	1.5	12.6
5	1	1560	5	1.4
6	1	1538	5	12.6

Bild A-20 Daten können zu anderen Text-Programmen importiert werden

10 Anwendungsgebiete von *ELPLA*

- * Untersuchung der Wechselwirkung Baugrund/ Bauwerk
- * Berechnung der Sohldrücke, Setzungen, Biegemomente, Querkräfte, Verformungen und Bettungsmoduli elastischer Gründungsplatten
- * Berechnung von starren Platten
- * Berechnung von schlaffen Fundamenten
- * Berechnung von Tragwerksplatten
- * Berechnung der Konsolidationssetzungen
- * Berechnung von Pfahl-Plattentragwerken
- * Berechnung der Lasten auf Pfähle
- * Setzungsberechnungen von Flachgründungen
- * Baugrundsetzungen infolge von Auffüllungen oder Einzellasten
- * Berechnung der Setzungen neben Plattenfundamenten
- * Bestimmung der konstanten und variablen Bettungsmoduli
- * Interaktion von Nachbarplatten oder äußeren Lasten
- * Einfluss von Temperaturänderungen
- * Einfluss von Untertunnelung und Bergsenkungen
- * Berechnung von Systemen mehrerer schlaffer, starrer oder elastischer Gründungen
- * Berechnung von Balken oder Trägern nach FEM
- * Simulation von Dämmen
- * Berücksichtigung plastischer Verformungen mit Grundbruchberechnungen
- * Berechnung der Grenztiefe
- * Elimination negativer Sohldrücke
- * Bemessung von Fundamentplatten nach ACI, EC 2, DIN 1045 und ECP
- * Berechnung der Spannungen im Boden
- * Berechnung von Pfahlplattengründungen und Pfahlgruppen
- * Berechnung von Einzelpfählen und Pfahlwänden

11 Literatur

Das Programm ist das Ergebnis umfangreicher Forschungs- und Entwicklungsarbeiten mehrerer Autoren und basiert auf folgender -in Auszügen angegebener- Literatur:

- [1] *Abdel Gilil, E./ El Gendy, M./ Ibrahim, H./ Reda, A.* (2009): Optimization of piled raft in Port-Said. Port Said Engineering Research Journal, Faculty of Engineering, Suez Canal University, Volume 13, No. 1, March 2009, pp. 27-45
- [2] *EL Arabi/ El Gendy, M.* (2001): On the Optimum Design of Foundation Systems. Suez Canal University, Faculty of Engineering, Port-Said, Port-Said Engineering Research Journal, November 2001
- [3] *EL Arabi/ El Gendy, M.* (2001): Effect of Openings on Raft Behavior. Suez Canal University, Faculty of Engineering, Port-Said, Port-Said Engineering Research Journal, December 2001
- [4] *Cruz, L.* (1994): Vergleichsuntersuchungen zur Bauwerk-Boden-Wechselwirkung an einer Hochhausgründungsplatte zwischen den nationalen Normen und den Eurocodes. Diplomarbeit, Universität Gesamthochschule Siegen
- [5] *El Gendy, A.* (1996): Structural analysis and design using finite element method. B. Sc. Project report, Suez Canal University, Port-Said, Egypt
- [6] *El Gendy, M.* (1994): Comparing examinations of the influence of calculation methods of basement slabs. Suez Canal University, PH.D Thesis, Egypt
- [7] *El Gendy, M.* (1998): An analysis for determination of foundation rigidity. Eighth International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt
- [8] *El Gendy, M.* (1998): An iteration method for design of slab on elastic foundation. Proceeding of the first International Conference on Civil Engineering, Helewan University, Cairo, Egypt
- [9] *El Gendy, M.* (1999): An iterative procedure for foundation-superstructure interaction problem. Port-Said Engineering Research journal, Vol. 3, No. I, pp. 1-19, Egypt
- [10] *El Gendy, M.* (1999): Effect of Girders on the Raft Rigidity. 1st International Conference for Advanced Trends in Engineering, Minia University, Minia, Egypt
- [11] *El Gendy, M.* (2003): Numerical Modeling of Rigid Circular Rafts on Consolidated Clay Deposits. International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, Noordwijkerhout, The Netherlands

- [12] *El Gendy, M.* (2006): Developing stress coefficients for raft-deformation on a thick clay layer. Sci. Bull., Fac. Eng. Ain Shams Univ., Vol. 41, No. 3, September 2006, pp. 73-108
- [13] *El Gendy, M.* (2007a): Formulation of a composed coefficient technique for analyzing large piled raft. Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 29-56
- [14] *El Gendy, M.* (2007b): Deriving equations for analyzing friction piles in clay soil. Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 1-27
- [15] *El Gendy, M./ Hanisch, J./ Kany, M.* (2006): Empirische nichtlineare Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Bautechnik 9/06
- [16] *El Gendy, M./ El Azab, M./ Mobarak, W.* (2010): Effect of tie girders on pile caps in Port-Said. Port Said Engineering Research Journal, Faculty of Engineering, Suez Canal University, Volume 14, No. 1, March 2010
- [17] *El Gendy, M./ El Araby, I./ El Labban, A.* (2010): Comparative Studies for Piled Raft Resting on Port Said Clay. Port Said Engineering Research Journal, Faculty of Engineering, Suez Canal University, Volume 14, No. 2, September 2010. pp. 1-15
- [18] *Hattab, F.* (2007): Vergleichende Untersuchungen numerischer Modelle für die Berechnung von Pfahlplattengründungen. Diplomarbeit, Fachbereich 10, Universität Siegen, Germany
- [19] *Herrmann, R.* (1994): Konstruktion und Bemessung von Bodenplatten. Nachweis von Grenzzuständen nach EC 2 Teil 1 und EC 7 Teil 1 / DIN V 1054 –100, Seminar Universität Gesamthochschule Siegen
- [20] *Ibrahim, F./ El Gendy, M./ El Sherify* (2002): Analysis of Plates on Compressible Subsoil. 2nd International Conference for Advanced Trends in Engineering, Minia University, Minia, Egypt
- [21] *Ibrahim, F./ El Gendy, M./ Salib, R./ El Kamash, A.* (2009): Nonlinear analysis of piled raft with 3D-Space structure. Port Said Engineering Research Journal, Faculty of Engineering, Suez Canal University, Volume 13, No. 2, September 2009
- [22] *Ibrahim, F./ El Gendy, M./ Salib, R./ El Kamash, A.* (2009): Analysis of 3D-Space Multistorey structures under Earthquake Excitations. Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. No. 2, September 2009, pp. 29-56
- [23] *Kany, M.* (1974): Berechnung von Flächengründungen, 2. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [24] *Kany, M./ El Gendy, M.* (1993): Vergleichende Untersuchung über numerische Modelle für die Berechnung von Gründungsplatten. Theorie und Praxis numerischer Modelle in der Bodenmechanik, Sonthofen, Herausgeber: TU Graz

- [25] *Kany, M./ El Gendy, M. (1995): Computing of beam and slab foundations on three Dimensional layered model. Proceeding of the Sixth International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Berlin*
- [26] *Kany, M./ El Gendy, M. (1996): Sicherheitsuntersuchungen bei Flächengründungen nach EC 7/ DIN 1054. Forschungsbericht an IFBT, Berlin*
- [27] *Kany, M./ El Gendy, M. (1996): Unterlagen zu den TAW-Seminaren "Berechnung von Flächengründungen". Nürnberg*
- [28] *Kany, M./ El Gendy, M. (1997): Analysis of system of footing resting on irregular soil. Proceeding of the XIV th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg*
- [29] *Kany, M./ El Gendy, M. (1999): Berechnung von großen Systemen starrer Sohlplatten. Bauingenieur, Bd. 74, Nr. 11, S. 471-478*
- [30] *Kany, M./ El Gendy, M. (2000): Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf das Fundamentsystem. 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, Germany*
- [31] *Kany, M./ El Gendy, M. (2002): Berechnung von Fundamenten auf nichtlinearem Baugrund. 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, Germany*
- [32] *Ohde, J. (1942): Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Z. Bauingenieur, S. 99 ff. und S. 102 ff.*
- [33] *Mohamaden, M/ El Gendy, M/ EL Arabi, I./ El Azab, M./ Moubarak, A. (2013): Reducing Settlement Using Piled Raft for Neighboring Foundations at Port-Said. Port Said Engineering Research Journal, Faculty of Engineering, Port Said University, Volume 17, No. 2, September 2013.*
- [34] *Reda, A. (2009): Optimization of Reinforced Concrete Piled Raft. Suez Canal University, MS.C Thesis, Egypt.*

Teil B

Berechnungsverfahren von Platten und Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA*

**Workshop an der Siegen Universität
Departement Bauingenieurwesen - Institut für Geotechnik
Donnerstag, 09. Juni 2022**

Inhalt	Seite
1 Modelle zur Berechnung von Platten und Pfahl-Plattengründungen	B- 3
1.1 Einleitung	3
1.2 Beschreibung der numerischen Berechnungsverfahren	5
1.2.1 Spannungstrapezverfahren (Verfahren 1)	8
1.2.2 Bettungsmodulverfahren (Verfahren 2 und 3)	9
1.2.3 Steifemodulverfahren (Verfahren 4 bis 9)	12
2 Literatur	16

1 Modelle zur Berechnung von Platten und Pfahl-Plattengründungen

1.1 Einleitung

Die in diesem Abschnitt genannten und beschriebenen, in der grundbaulichen Berechnungspraxis gebräuchlichen Verfahren zur elektronischen Berechnung werden in der Reihenfolge der geschichtlichen Entwicklung erläutert.

Tiefgründungen sind Fundamente mit Pfählen von Bauwerken, die statisch durchgehend zwischen den Stützen verlaufen, sodass sie oft erhebliche Biegemomente und Querkräfte aufnehmen müssen. Sie kommen in der Baupraxis häufig vor bei nachgiebigem und ungleichem Baugrund oder großen Auflasten.

Es gibt drei Standardbaugrundmodelle für die Berechnung von Gründungsplatten und Pfahl-Plattengründungen, die in der angegebenen Reihenfolge entwickelt wurden.

- A Einfaches Annahme-Modell (Spannungstrapezverfahren)
- B *Winkler*-Modell (Bettungsmodulverfahren)
- C Kontinuumsmodell (Steifemodulverfahren)

Beim Modell A wird keine Interaktion zwischen der Platte oder Pfähle und dem Boden berücksichtigt. Das Modell nimmt eine lineare Sohldruckverteilung unter der Platte an. Das *Winkler*-Modell B ist das einfachste und älteste, das die Interaktion zwischen Platte, Pfählen und Boden berücksichtigt. Das Modell stellt den Boden oder die Pfähle als elastische Federn dar. Das Kontinuumsmodell C ist kompliziert. Es berücksichtigt auch die Wechselwirkung zwischen der Platte, den Pfählen und dem Boden. Es stellt den Boden als ein geschichtetes Kontinuumsmedium oder isotropes elastisches Halbraummedium dar.

Obwohl das Kontinuumsmodell C eine sehr gute Methode zur Erfassung der Baugrundverhältnisse bereitstellt, konnte es früher aufgrund seiner mathematischen Schwierigkeiten nur selten genutzt werden. Die sinnvolle Anwendung des Verfahrens für allgemeine Baugrund- und Bauwerksverhältnisse verursacht einen relativ großen Rechenaufwand. Deshalb ist die praktische Verwendung ohne Computer nur möglich, wenn entsprechend aufbereitete Tafel- oder Tabellenwerke zur Verfügung stehen. Diese Tabellen sind aber auf ebene Probleme begrenzt.

Um unabhängig von Tabellen praxisnahe Eingangswerte über den Baugrund und das Bauwerk berücksichtigen zu können, wurde zunächst eine allgemeine, für Computer geeignete mathematische Lösung entwickelt, die auf einem Finite Element-Modell für die Sohlplatte basiert. Damit können Gründungsplatten oder Pfahl-Plattengründungen mit den der Wirklichkeit am nächsten kommenden Baugrundmodellen dargestellt werden. Mit dem für diese Zwecke für die Praxis entwickelten Computerprogramm *ELPLA* kann man mit den weitgehend gleichen Ausgangsdaten verschiedene Typen von Baugrundmodellen anwenden. Es ist auch möglich, beim dreidimensionalen Kontinuumsmodell unregelmäßige Schichtenverläufe zu berücksichtigen.

Berechnungsverfahren

Es können auch nach dem Bettungs- und Steifemodulverfahren Bauwerke berechnet werden, die auf ungleichmäßig geschichtetem Baugrund aufliegen und von Element zu Element unterschiedliche Gründungstiefe und Plattendicke haben. Mit dem Programm lassen sich auch verschiedene Nebeneinflüsse wie Grundwasserdruck und Außensetzung berechnen. Auch ist es möglich, mehrere Lastfälle zu überlagern und bei nicht ständigen Lasten Maxima und Minima zu erfassen.

Im vorliegenden Buch werden die drei Standardmodelle mit Verwendung von 9 verschiedenen numerischen Verfahren beschrieben.

1.2 Beschreibung der numerischen Berechnungsverfahren

Entsprechend den drei Standardbaugrundmodellen (einfaches Annahme-Modell, *Winkler*-Modell, Kontinuumsmodell) werden 9 verschiedene numerische Verfahren zur Berechnung von Pfahl-Plattengründungen und Pfahlgruppen berücksichtigt, wie in Bild 1 und Tabelle 1 gezeigt.

Tabelle 1 Numerische Berechnungsverfahren

Verfahren Nr.	Verfahren
1	Spannungstrapezverfahren (Einfaches Annahme-Modell)
2	Bettungsmodulverfahren mit konstantem Bettungsmodul (<i>Winkler</i> -Modell)
3	Bettungsmodulverfahren mit von Knoten zu Knoten unterschiedlichen Bettungsmoduli (<i>Winkler</i> -Modell)
4	Bettungsmodulverfahren mit von Knoten zu Knoten unterschiedlichen Bettungsmoduli mit iterativer Verbesserung (elastische Schichten - <i>Winkler</i> -Modell oder Kontinuumsmodell)
5	Halbraumverfahren für den isotropen Halbraum Baugrund (Lösung des Gleichungssystems mit Elimination) (Isotroper Halbraum - Kontinuumsmodell)
6	Steifemodulverfahren für den beliebig geschichteten Baugrund (Lösung des Gleichungssystems mit Iteration nach <i>El Gendy</i> (1994)) (elastische Schichten - Kontinuumsmodell)
7	Steifemodulverfahren für den beliebig geschichteten Baugrund (Lösung des Gleichungssystems mit Elimination) (elastische Schichten - Kontinuumsmodell)
8	Steifemodulverfahren für die starre Pfahl-Plattengründung auf dem beliebig geschichteten Baugrund (elastische Schichten - Kontinuumsmodell)
9	Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppen auf dem beliebig geschichteten Baugrund (elastische Schichten - Kontinuumsmodell)

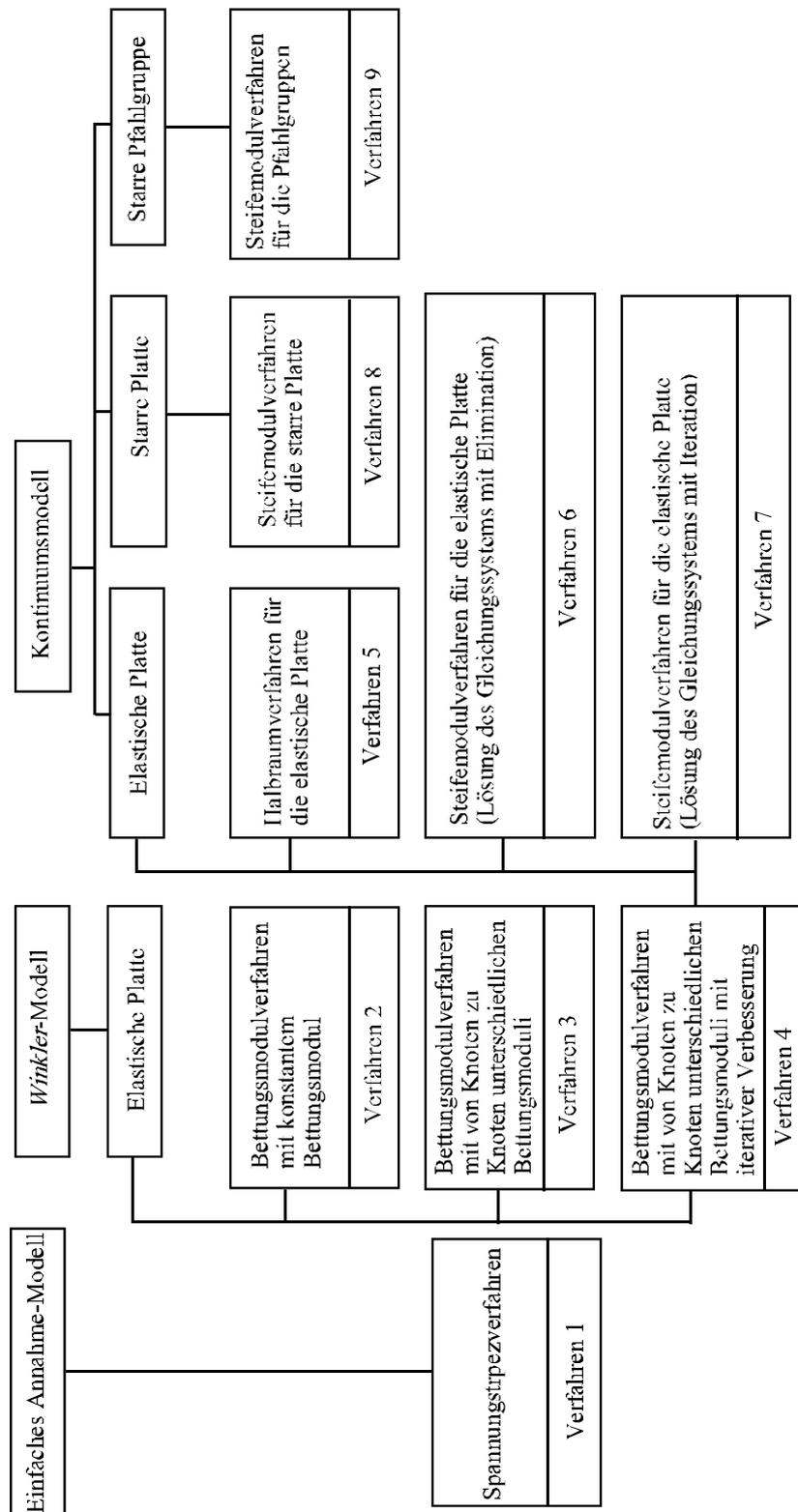


Bild 1 Berechnungsmodelle (Verfahren 1-9) im Programm *ELPLA*

Heute ist die Finite Element-Methode das leistungsfähigste Verfahren, das zur Lösung von vielen komplexen Problemen verfügbar ist. Sie kann fast für alle Ingenieurprobleme besonders bei Berechnungsproblemen für die Statik angewendet werden. In diesem Buch wird die Finite Element-Methode verwendet, um die Platte für alle numerischen Berechnungsverfahren zu berechnen, außer dem Steifemodulverfahren für starre Pfahl-Plattengründungen auf dem beliebig geschichteten Baugrund (Verfahren 8), die die Elastizitätsregeln nicht befolgen. In der Finiten Element-Berechnung wird die Platte aus rechteckigen oder dreieckigen Plattenelementen entsprechend der zweidimensionalen Natur des Fundaments dargestellt. Jeder Knoten der Plattenelemente hat drei Freiheitsgrade, senkrechte Verschiebung w und zwei Verdrehungen θ_x und θ_y über die x - und y - Achse. Die Entwicklung der finiten Elementgleichungen ist gut in Standardlehrbüchern dokumentiert. Zur weiteren Information kann der Leser z.B. von *Zienkiewicz/ Cheung* (1970) oder *Schwarz* (1984) verfasste Abhandlungen über die Entwicklung von finiten Elementgleichungen lesen.

Um die Gleichungen der numerischen Berechnungsverfahren zu formulieren, ist die Pfahl-Plattengründung, die beliebige Grundform haben kann, in finite Elemente unterteilt. Diese sind an einer diskreten, finiten Anzahl von Knotenpunkten miteinander verbunden. Kompatibilität zwischen der Pfahl-Plattengründung und dem Bodenmedium in senkrechter Richtung wird für alle Verfahren außer dem Spannungstrapezverfahren (Verfahren 1) berücksichtigt. Die Grundformulierung der Gleichgewichtsgleichung für die Pfahl-Plattengründung kann in allgemeiner Form durch die folgende Gl. (1) beschrieben werden:

$$[k_p]\{\delta\} = \{F\} \quad (1)$$

Der Vektor $\{F\}$ der Kräfte enthält in Gl. (1) die Wirkung und Rückwirkung auf die Pfahl-Plattengründung. $\{\delta\}$ ist der Verformungsvektor und $[k_p]$ die Steifigkeitsmatrix für die Platte und die Pfähle.

Im Prinzip sind für alle Berechnungsverfahren die Wirkungskräfte bekannt und gleichen den angreifenden Lasten und Momenten, die von oben auf die Pfahl-Plattengründung drücken. Die Rückwirkungskräfte sind unbekannt und gleichen den Kontaktkräften (Sohldrücken), die von unten auf die Pfahl-Plattengründung einwirken. Die Sohldrücke werden entsprechend jedem Baugrundmodul benötigt.

Entsprechend den drei Standardbaugrundmodellen (Einfache Annahme-Modell, *Winkler*-Modell, Kontinuumsmodell) werden 9 numerische Verfahren verwendet, um die Sohldrücke oder Pfahllasten zu finden und damit die Pfahl-Plattengründung zu berechnen. Die nächsten Seiten beschreiben die Wechselwirkung zwischen der Pfahl-Plattengründung und dem Baugrund bei diesen Verfahren.

1.2.1 Spannungstrapezverfahren (Verfahren 1)

Das Spannungstrapezverfahren stellt die ursprünglichste und älteste Berechnungsmethode zur Ermittlung der Pfahllasten dar. Es erfolgt eine einfache Annahme der Pfahllasten. Die Pfahllast wird unabhängig vom Baugrund linear auf der Unterseite des Fundaments angenommen (Bild 2). Dabei bleiben Formänderungsbedingungen unbeachtet. Die Gleichgewichtsbedingungen werden erfüllt, indem die Vertikalkomponente N , die Resultierende aus der Auflast und die Resultierende der Pfahllastkörper in der gleichen Wirkungslinie liegen und entgegengesetzt gleich groß sind.

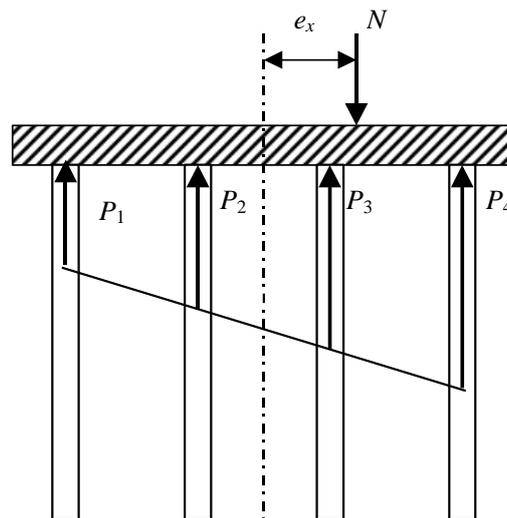


Bild 2 Pfahllastverteilung für das Spannungstrapezverfahren

Im allgemeinen Fall von vertikalen Pfählen unter einer Pfahlplatte mit M_x und M_y , die lineare Sohlkräfte bilden, wird die Kraft in jedem Pfahl analog zur *Navierschen* Lösung wie folgt angesetzt:

$$P_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x_i + \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y_i \quad (2)$$

Hierin bedeuten $I_x = \sum_1^n y_i^2$, $I_y = \sum_1^n x_i^2$ und $I_{xy} = \sum_1^n x_i y_i$

wobei:

- P_i Kraft im Pfahl i [kN]
- N Lotrechte Komponente der Resultierenden aus den Lasten auf der Pfahlplatte [kN]
- x_i Koordinate des Pfahles i von der Schwerpunktschwerachse x [m]
- y_i Koordinate des Pfahles i von der Schwerpunktschwerachse y [m]
- M_x Moment von N um die x -Achse, $M_x = N e_y$ [kN.m]
- M_y Moment von N um die y -Achse, $M_y = N e_x$ [kN.m]
- e_x Exzentrizität gemessen von der Schwerpunktschwerachse x [m]
- e_y Exzentrizität gemessen von der Schwerpunktschwerachse y [m]
- n Anzahl der Pfähle unter der Pfahlplatte [-]

Damit können die Pfahlkräfte unter dem Fundament und die Schnittkräfte an den verschiedenen Netzpunkten des Fundaments berechnet werden.

Gleichungssysteme für das Spannungstrapezverfahren

Betrachtet man das gesamte Fundament, wird das Fundament unter der Wirkung der gesamten äußeren Lasten $\{F\}$ verformt, wobei:

$$\{F\} = \{P\} - \{Q\} \quad (3)$$

Dabei ist $\{P\}$ der Vektor der bekannten angreifenden Lasten und Momente, die von oben auf das Fundament drücken und $\{Q\}$ der Vektor der bekannten Pfahllasten, die von unten auf das Fundament einwirken. Daraus wird das Gleichgewicht des Systems mit der folgenden Matrixgleichung ausgedrückt:

$$[k_p] \{\delta\} = \{P\} - \{Q\} \quad (4)$$

wobei:

- $\{Q\}$ Vektor der Pfahllasten
- $\{P\}$ Lastvektor aus Lasten und Momenten
- $\{\delta\}$ Verformungsvektor
- $[k_p]$ Steifigkeitsmatrix für die Platte

Lösung des Gleichungssystems für das Spannungstrapezverfahren

Da die Steifigkeitsmatrix der Platte $[k_p]$ in der Gl. (4) eine diagonale Matrix ist, wird das System der linearen Gln. (4) mit der Bandkoeffizienten-Technik gelöst. Die unbekannt Variablen sind die Knotenverschiebungen w_i und die Knotenverdrehungen θ_{xi} und θ_{yi} um die x - und y - Achse.

1.2.2 Bettungsmodulverfahren (Verfahren 2 und 3)

Das Bettungsmodulverfahren ist die älteste Methode, die die Berechnung von Fundamenten auf elastischen Baugrund ermöglicht. Bei der Ermittlung der Sohldruckverteilung werden bestimmte Formänderungsbedingungen des Fundaments und Untergrunds berücksichtigt. Das Verfahren wurde von *Winkler* (1867) entwickelt. Es beruht auf dem idealisierten Bodenmodell des Federkissens. Die Vertikalverschiebung eines beliebigen Punktes der Bodenoberfläche ist direkt proportional zu der an dieser Stelle wirkenden Belastung. Das geschieht unabhängig von an anderen Stellen vorhandenen Belastungen. Bei der Pfahl-Plattengründung werden auch die Pfähle als Federkissen simuliert (Bild 3).

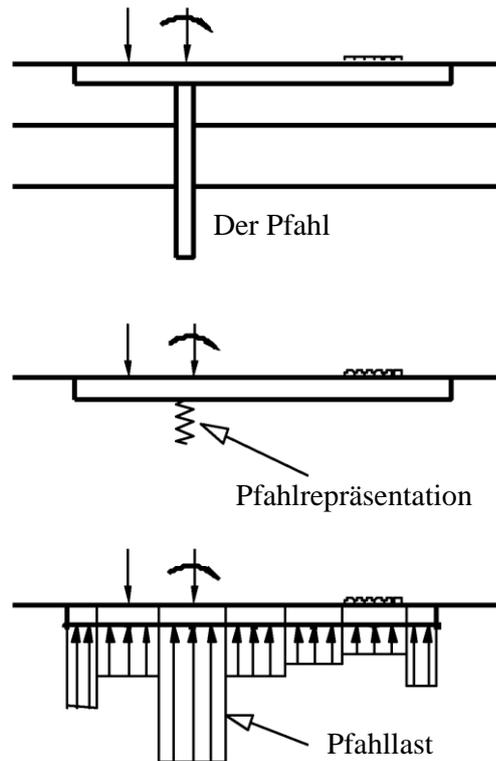


Bild 3 Federkissen des Pfahles für das Bettungsmodulverfahren nach *Poulos* (1994)

Die Sohldruckverteilung wird verhältnismäßig zur Durchbiegung der Gründung angesetzt. An jeder beliebigen Stelle des Gründungskörpers ergibt sich der Bettungsmodul k_s aus dem Quotienten aus der Sohlkraft oder Pfahllast Q und der sich dadurch einstellenden Setzung s . Es handelt sich bei dem Bettungsmodul um eine Federkonstante.

Gleichungssysteme für das Bettungsmodulverfahren

Für einen Knoten i auf dem FE-Netz wird die Sohlkraft oder die Pfahllast Q_i gegeben als:

$$Q_i = k_i s_i \quad (5)$$

wobei:

Q_i Sohlkraft oder Pfahllast im Knoten i [kN]

k_i Bodenkoeffizient oder Pfahlsteifigkeit des Knotens i mit Bettungsmodul [kN/m]

Betrachtet man die gesamte Platte, so kann die Gl. (5) wie folgt in Matrizenform angeschrieben werden:

$$\begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \dots \\ \dots \\ Q_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & k_3 & \dots & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ \dots \\ \dots \\ s_n \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Gl. (6) ist vereinfacht:

$$\{Q\} = [k_s]\{s\} \quad (7)$$

wobei:

- $\{Q\}$ Vektor der Sohldrücke und Pfahllasten
- $\{s\}$ Vektor der Setzung
- $[k_s]$ Steifigkeitsmatrix für Baugrund und Pfähle

Das Fundament wird unter der Wirkung der gesamten äußeren Lasten $\{F\}$ verformt, wobei:

$$\{F\} = \{P\} - \{Q\} \quad (8)$$

Dabei ist $\{P\}$ der Vektor der bekannten angreifenden Lasten und Momente, die von oben auf das Fundament drücken und $\{Q\}$ der Vektor der unbekanntenen Sohldrücke und Pfahllasten, die von unten auf das Fundament einwirken. Daraus wird das Gleichgewicht des Systems mit der folgenden Matrixgleichung ausgedrückt:

$$[k_p]\{\delta\} = \{P\} - \{Q\} \quad (9)$$

Fasst man alle Knoten zusammen, so kann man folgendes Gleichungssystem für das Fundament aufstellen:

$$[k_p]\{\delta\} = \{P\} - [k_s]\{s\} \quad (10)$$

Betrachtet man die Kompatibilität der Verschiebung zwischen Platte und Baugrund, wobei die Setzungsmulde des Baugrunds s [m] der Biegelinie der Platte w [m] entspricht, so lautet Gl. (11):

$$[[k_p] + [k_s]]\{\delta\} = \{P\} \quad (11)$$

Gl. (11) zeigt, dass die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems Platte-Baugrund-Pfähle die Summe der Steifigkeitsmatrix der Platte $[k_p]$ und der Steifigkeitsmatrix des Baugrunds und der Pfähle $[k_s]$ ist.

Lösung des Gleichungssystems für das Bettungsmodulverfahren

Es ist zu bemerken, dass die Steifigkeitsmatrix für die Plattenmatrix $[k_p]$ eine Bandmatrix und die Steifigkeitsmatrix für die Baugrundmatrix und die Pfähle $[k_p]$ eine Diagonalmatrix bei den Bettungsmodulverfahren 2 und 3 aufweist. Es ist einfacher, für das Bettungsmodulverfahren 2 und 3 die Matrix $[k_s]$ zur Matrix $[k_p]$ zu addieren. Die daraus resultierende Matrix ist auch eine Bandmatrix. Damit kann man das Gleichungssystem (11) mit der Bandkoeffizienten-Technik lösen. Da die Gesamtsteifigkeitsmatrix eine Bandmatrix ist, benötigt man zur Lösung des Gleichungssystems (11) eine kurze Rechenzeit beim Anwenden der Verfahren 2 und 3.

Die unbekanntenen Variablen sind die Knotenverschiebungen w_i ($w_i = s_i$) und die Knotenverdrehungen θ_{xi} und θ_{yi} um die x - und y - Achse. Nach Lösen des linearen Gleichungssystems (11) setzt man die erhaltenen Setzungen s_i in Gl. (7) ein und erhält die unbekanntenen Sohlkräfte Q_i .

1.2.3 Steifemodulverfahren (Verfahren 4 bis 9)

Beim Steifemodulverfahren tritt die Setzung unter der Lastfläche oder dem Pfahl sowie infolge Drucküberschneidung auch außerhalb der Lastfläche oder dem Pfahl auf. Es erfolgt eine Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen den verschiedenen Knoten des Kontinuumsmediums und zwischen der Platte und dem Boden. Im Gegensatz zum Bettungsmodul k_s stellt der Steifemodul E_s einen echten Bodenwert dar, der entweder anhand von Versuchen ermittelt oder mittels Tabellen hinreichend genau geschätzt wird. Bild 4 zeigt das Kontinuumsmedium angewendet für die Pfahlgründung.

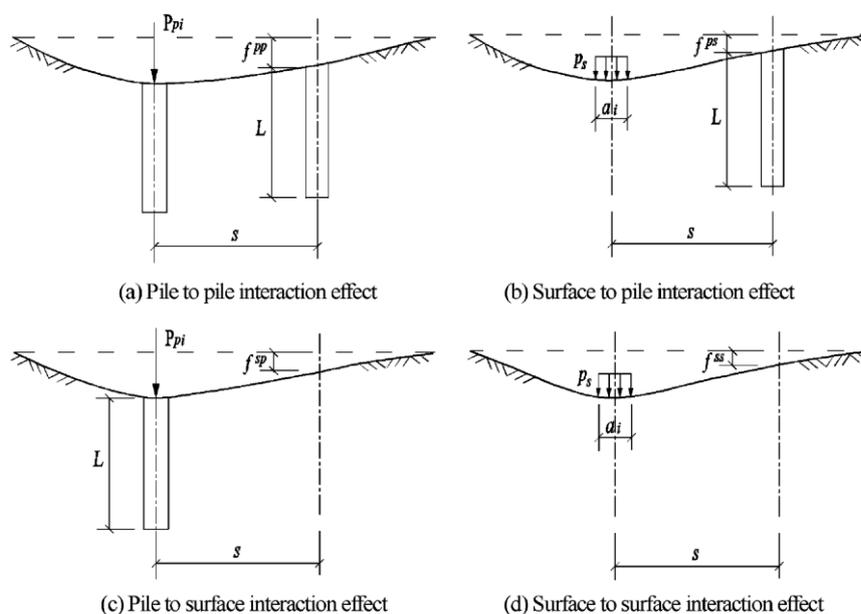


Bild 4 Setzungsmulde beim Steifemodulverfahren nach Liang/ Chen (2004)

Theorie zur Berechnung von Pfahl-Plattengründungen nach dem Steifemodulverfahren

Das Verhältnis des Pfahl-Baugrundsystems kann anhand einer linearen sowie nichtlinearen Annahme erfolgen. Dabei unterscheidet man zwischen den drei untenstehenden Verfahren:

- Lineare Berechnung der Pfahl-Plattengründungen (**L**inear analysis of **p**iled **r**aft), genannt *LPR*
- Nichtlineare Berechnung der Pfahl-Plattengründungen mit einer hyperbolischen Funktion (**N**onlinear analysis of **p**iled **r**aft using **h**yperbolic function), genannt *NPRH*
- Nichtlineare Berechnung der Pfahl-Plattengründungen mit Verwendung der DIN 4014 (**N**onlinear analysis of **p**iled **r**aft using **DIN** 4014), genannt *NPRD*

Nichtlineare Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion (NPRH)

Die nichtlineare Berechnung ist eine wichtige Betrachtung, weil es sein kann, dass die Pfähle bis an die Grenze ihrer Tragfähigkeit belastet sind. Die nichtlineare Beziehung zwischen der Last und der Setzung des Pfahles wird anhand einer hyperbolischen Last-Setzungsbeziehung beschrieben. Das Bild 5 zeigt eine typische nichtlineare Last-Setzungskurve für eine umfangreiche Anzahl von Böden. Die Kurve kann durch eine hyperbolische Interpolationsformel angenähert werden. Mehrere Gleichungsformen sind verfügbar, um diese Kurve zu überprüfen.

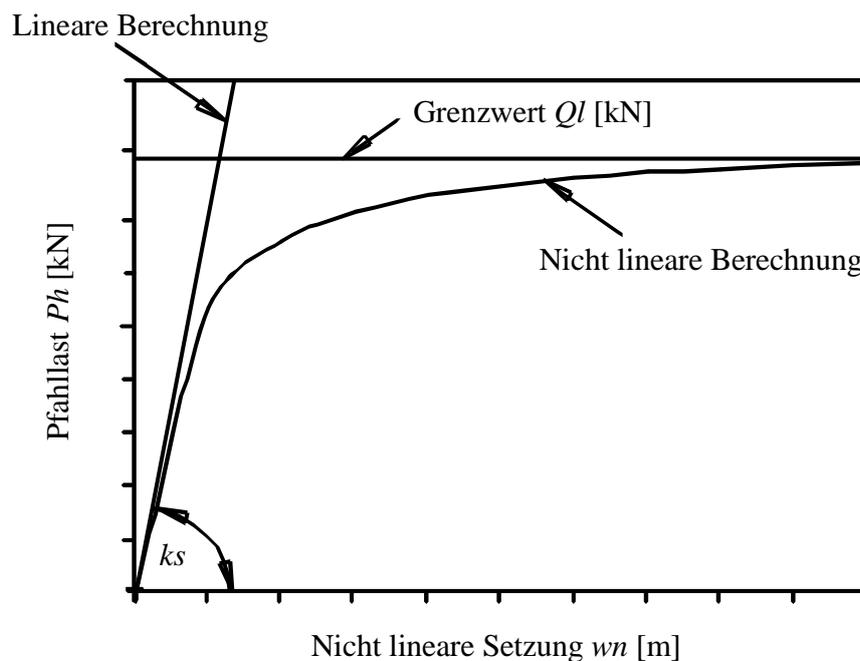


Bild 5 Last-Setzungskurve eines Einzelpfahles (hyperbolische Beziehung)

Mehrere Verfahren wurden entwickelt, um das nichtlineare Verhalten im Pfahl-Boden-System anhand einer hyperbolischen Beziehung zwischen Last und Setzung zu beschreiben. *Fleming* (1992) entwickelte ein Verfahren, um das Lastverformungsverhalten eines Einzelpfahles mit Verwendung von zwei getrennten hyperbolischen Funktionen auszuwerten. Das Verhalten von Schaft und Pfahlfuß wird individuell unter der einwirkenden Last beschrieben.

Die Berechnung von nichtlinearem Verhalten durch die hyperbolische Funktion wurde von *Mandolini & Viggiani* (1997) für Pfahlgruppen und von *Russo* (1998) für Pfahl-Plattengründungen benutzt. Die Pfähle wurden als nichtlineare interagierende Federn basierend auf der Methode der Interaktionsfaktoren berechnet.

Die nichtlineare Berechnung der Gründungen mit dem Bettungsmodulverfahren wurde von *Baz* (1987) für Trägerroste und von *Hasnien* (1993) für Gründungsplatten durchgeführt. *El Gendy* (1999) erweiterte diese Berechnung und ermöglichte damit die Anwendung mit dem Steifemodulverfahren für Gründungsplatten. Die zusammengesetzte Koeffiziententechnik nach *El Gendy* (2007a) ermöglicht die Anwendung dieser Berechnung für die Pfahlprobleme. Das nichtlineare Verhalten der Pfahlkopflast-Setzung an der Pfahl-Plattengründung-Bodengrenzfläche kann wie folgt dargestellt werden:

$$Ph = \frac{wn}{\frac{1}{ks} + \frac{wn}{Ql}} \quad (12)$$

wobei:

wn nichtlineare Setzung des Pfahles [m]

Ql Grenzpfahllast [kN]

Ph Pfahlkopf [kN]

ks Anfangstangentenmodul des Einzelpfahles aus der linearen Berechnung [kN/m]

Aus Bild 5 und der Gl. (12) wird deutlich, wie leicht man den Anfangstangentenmodul des Einzelpfahles aus der linearen Berechnung des Pfahles erhalten kann, der gleich dem Modul der Bodensteifigkeit ks ist. Die Grenzpfahllast Ql ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Ql von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. Für einen Einzelpfahl ist die Kraft auf dem Pfahlkopf ph bekannt. Folglich ergibt die Gl. (12) direkt die nichtlineare Setzung des Pfahles wn .

Nichtlineare Berechnung der Pfahl-Plattengründungen mit Verwendung der DIN 4014 (NPRD)

Gemäß DIN 4014 wird die Eigensetzung des Pfahles aus der empirischen nichtlinearen Beziehung zwischen Last und Setzung eines einzelnen Pfahles bestimmt, wie im Bild 6 gezeigt.

Demnach kann die Beziehung zwischen der Eigensetzung im Pfahl und seiner Last ausgedrückt werden mit:

$$Sv_i = \frac{l}{\tan k_i} Qp_i = Cp_i Qp_i \quad (13)$$

wobei:

S_{v_i} Eigensetzung des Pfahles i [m]

Q_{p_i} Last auf dem Pfahl i , $Q_{p_i} = Q_{b_i} + Q_{s_i}$ [kN]

$\tan k_i$ Verhältnis zwischen Last auf dem Pfahl und Setzung [kN/m]

C_{p_i} Flexibilitätskoeffizient des Pfahles i infolge einer Einheitslast darauf,
 $C_{p_i} = 1/\tan k_i$ [m/kN]

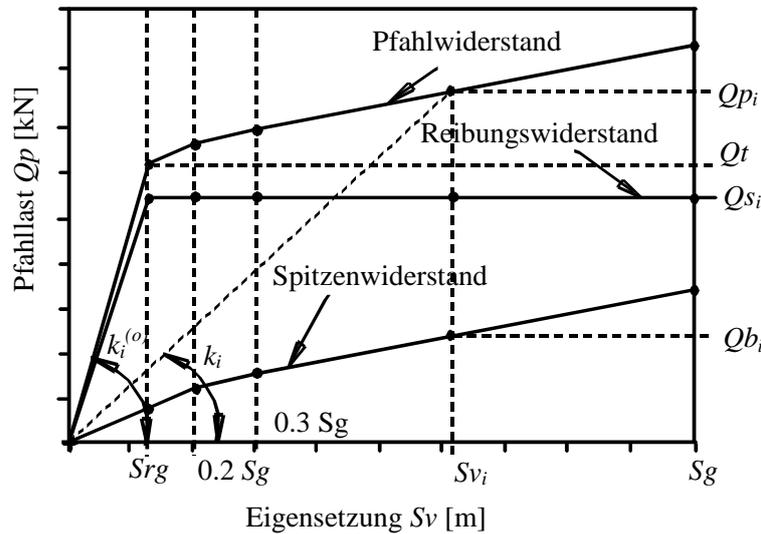


Bild 6 Last-Setzungs-Linie eines einzelnen Pfahles nach DIN 4014

Für eine Pfahlgruppe von n_p Pfählen kann Gl. (13) in Matrixform wie folgt geschrieben werden:

$$\{S_v\} = [C_p]\{Q_p\} \quad (14)$$

wobei:

$\{S_v\}$ n_p Vektor der Eigensetzungen in den Pfählen

$[C_p]$ $n_p * n_p$ diagonale Matrix der Flexibilitätskoeffizienten infolge der Einheitspfahllasten

$\{Q_p\}$ n_p Vektor der Pfahllasten

Gleichung (14) kann auch in anderer Form wie folgt geschrieben werden:

$$\{Q_p\} = [K_p]\{S_v\} \quad (15)$$

wobei $[K_p] = [C_p]^{-1}$ eine diagonale Matrix mit der Dimension $[n_p * n_p]$ ist, die die Bodensteifigkeit infolge der Eigensetzungen darstellt. Die Matrixkoeffizienten werden aus $(\tan k_i)$ erhalten.

Es ist notwendig, einen Anfangswert für den Flexibilitätskoeffizient Cp_i bei der nichtlinearen Berechnung der Pfahlgruppe oder der Pfahl-Plattengründung abzuschätzen, um die Berechnung zu beginnen. Dieser Wert kann aus dem Verhältnis zwischen Pfahllast Qt und Setzung Srg abgeschätzt werden, wie im Bild 6 und Gl. (16) gezeigt. Aus Bild 6 ist ersichtlich, dass für eine relative leichte angewandte Last auf die Platte d.h. $Qp \leq Qt$ die Berechnung mit diesem Anfangswert ohne Änderung durchgeführt werden kann.

$$Cp_i^{(o)} = \frac{I}{\tan k_i^{(o)}} \quad (16)$$

wobei:

$\tan k_i^{(o)}$	Verhältnis zwischen Qt und Srg [kN/m]
$Cp_i^{(o)}$	Anfänglicher Flexibilitätskoeffizient des Pfahles i infolge einer Einheitslast darauf [m/kN]
Srg	Setzung beim Mantelreibungsbruch [m]
Qt	Pfahllast entsprechend zu Srg [kN]

2 Literatur

- [1] *Liang, F./ Chen, L. (2004): A modified variational approach for the analysis of piled raft foundation. Mechanics Research Communications 31, 593-604*
- [2] *Ohde, J. (1942): Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Der Bauingenieur, Heft 14/16, S. 99 bis 107 - Heft 17/18 S. 122 bis 127*
- [3] *Poulos, H. (1994): An Approximation numerical analysis of pile-raft interaction. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 18, 73-92*
- [4] *Schwarz, H. (1984): Methode der finiten Elemente. Teubner-Verlag, Stuttgart*
- [5] *Winkler, E. (1867): Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Dominicus, Prag*
- [6] *Zienkiewicz, O./ Cheung, Y. (1970): The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics. McGraw-Hill, England*

Teil C

Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA*

Untersuchungsfälle

**Workshop an der Universität Siegen
Departement Bauingenieurwesen - Institut für Geotechnik
Donnerstag, 09. Juni 2022**

Vorwort

Als praktische Beispiele von Pfahl-Plattengründungen mit dem Programm *ELPLA* werden vier Untersuchungsfälle behandelt, um die verschiedenen Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung und Pfahlgruppen hinsichtlich ihrer Qualität zu beurteilen. Die Untersuchungsfälle sind zwei Hochhäuser in Frankfurt (*Messturm* und *Torhaus*), die auf Kombinierten Pfahl-Plattengründungen stehen. Als Sonderfälle von Pfahl-Plattengründungen, wenn keine Interaktion von Pfahl-Platte und Platte-Baugrund berücksichtigt wird, werden zwei Hochhäuser in London (*Stonebridge Tower* und *Dashwood House*) untersucht. Diese stehen auf Pfahlgruppen. Dank der vorhandenen Feldtestdaten des Baugrunds und der Feldergebnisse der Plattensetzungen und Pfahllasten geben diese Untersuchungsfälle eine gute Möglichkeit, um die verschiedenen Berechnungsverfahren hinsichtlich ihrer Eignung zu überprüfen.

Die Fälle wurden untersucht von *Hattab* (2007) in einer Diplomarbeit unter der Betreuung von:

Prof. Dr.-Ing. R. Herrmann
Professor für Geotechnik an der Universität Siegen

und

Prof. Dr.-Ing. M. El Gendy
Professor für Geotechnik an der Universität Port Said
Ägypten

Untersuchungsfall 1

**Pfahl-Plattengründung
des *Messturmes* in Frankfurt**

Inhalt	Seite
Untersuchungsfall 1: Pfahl-Plattengründung des <i>Messturmes</i> in Frankfurt	C1- 5
1.1 Allgemeines	5
1.2 FE-Netz	7
1.3 Pfahl- und Plattenmaterial	8
1.4 Baugrunddaten	8
1.5 Lastdaten	11
1.6 Berechnungsverfahren	11
1.7 Ergebnisse	12
1.7.1 Setzungen	12
1.7.2 Sohldrücke	17
1.7.3 Pfahllasten	20
1.7.4 Tabellarische Darstellung	25
1.8 Auswertung	26
1.8.1 Darstellung der maximalen Setzungen	26
1.8.2 Darstellung der Pfahllasten	26
1.8.3 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten	28
1.8.4 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand	28
1.8.5 Messungen und andere Ergebnisse	29
1.8.6 Diskussion der Ergebnisse	32
1.8.7 Schlussfolgerungen	34

Untersuchungsfall 1: Pfahl-Plattengründung des *Messturmes* in Frankfurt
1.1 Allgemeines

Der *Messturm* war bis 1997 das höchste Hochhaus in Europa, Bild 1.1. Der *Messturm* befindet sich im Frankfurter Stadtteil Westend-Süd. Mit dem Bau wurde am 13. Juli 1988 nach den Plänen des Architekturunternehmens *Murphy/ Jahn* aus Chicago begonnen. Nach einer Bauzeit von mehr als zwei Jahren wurde das Gebäude im Oktober 1990 fertig gestellt.



Bild 1.1 *Messturm* von der Aussichtsplattform des *Maintowers*¹

¹ [http://de.wikipedia.org/wiki/Messturm_\(Frankfurt\)](http://de.wikipedia.org/wiki/Messturm_(Frankfurt))

Der *Messturm* ist, nach dem *Commerzbank-Turm*, Deutschlands zweithöchstes Hochhaus, mit einer Höhe von 256 [m]. Allein die Pyramide auf dem Dach hat eine Höhe von 36.6 [m]. Der Turm hat 60 Geschosse und bietet 63000 [m²] Bürofläche. Davon sind 61711 [m²] Nutzfläche. In der öffentlichen Tiefgarage befinden sich auf zwei Untergeschosse verteilt 900 Parkplätze. Die komplette tragende Konstruktion besteht aus Stahlbeton. Über die Wandscheiben der Aufzüge und Treppenhäuser im Kern und über die umlaufende Lochfassade erfolgt die Aussteifung.

Die ausgeführte Gründungsvariante, im Bild 1.2 veranschaulicht, ist das Ergebnis eines Optimierungsprozesses nach den Erfahrungen am *Messtorhaus*. Mehrere Gründungsvarianten wurden mit der Finiten Element-Methode untersucht. Die Gründungstiefe der Gründungsplatte liegt bei 14 [m] unter Geländeoberfläche. Das Gebäude wurde auf einer quadratischen Fundamentplatte mit einer Kantenlänge von 58.8 [m] gegründet. Die Platte weist in der Mitte eine Dicke von 6 [m] auf, die sich zu den Rändern auf 3 [m] verjüngt. Gestützt wird sie durch 64 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von je $D = 1.3$ [m] und Pfahllängen zwischen 26.9 [m] und 34.9 [m], die einen Teil der Lasten, überwiegend durch die Mantelreibung, in den anstehenden "Frankfurter Ton" abtragen. Die Achsabstände zwischen den Pfählen liegen zwischen $3.5 D$ und $6 D$ ($D =$ Pfahldurchmesser). Auf drei konzentrischen Ringen sind die Pfähle angeordnet. Um eine Vergleichmäßigung der Pfahlausnutzung und eine Verringerung der Biegebeanspruchung der Gründungsplatte zu erzielen, wurde eine Längenstaffelung der Pfähle vorgenommen, wobei die Pfähle des inneren Ringes länger, die Pfähle des äußeren kürzer ausgeführt worden sind (Bild 1.2). Bei der Optimierung wurde eine ausreichende Mobilisierung von Pfahlkräften gegen Verkantungstendenzen berücksichtigt. Die zentrische Gesamtlast bis Unterkante Sohlplatte beträgt 1880 [MN].

Mit Benutzung der installierten Instrumente in diesem Fundament wurde ein umfangreiches Messprogramm etabliert, um das Verhalten des Gebäudes zu überwachen. Weil diese Instrumente die Setzungen von Platte, Sohlrücken auf der Platte und Lasten auf den Pfahlköpfen und entlang der Pfahlmäntel notieren, war das Gebäude eine gute Chance für viele Autoren, um ihre Berechnungsverfahren zu überprüfen. Seit der *Messturm* gebaut wurde, haben viele Autoren sein Verhalten untersucht. Einige von ihnen sind *Sommer* (1989), *Sommer/Katzenbach* (1990), *Thaher* (1991), *Sommer/Tamaro/DeBenedittis* (1991), *EL-Mossallamy* (1996), *Katzenbach/Arslan/Moormann* (2000), *Reul/Randolph* (2003) und *Chow/Small* (2005).

Bei einer geotechnischen Untersuchung nach *Sommer* (1989), wenn der *Messturm* nur auf einer Platte stehen würde, wird die Setzung zwischen 35 [cm] und 40 [cm] erwartet. Deshalb wurde eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung geplant, um die Setzung zu reduzieren. Damit war die erwartete Endsetzung in diesem Fall zwischen 15 [cm] und 20 [cm] entsprechend *Sommer/Katzenbach* (1990). Mit Verwendung der verfügbaren Daten und Ergebnisse des *Messturmes*, die in Details in der vorliegenden Literatur diskutiert werden, werden die Berechnungen von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im Programm *ELPLA* untersucht und überprüft.

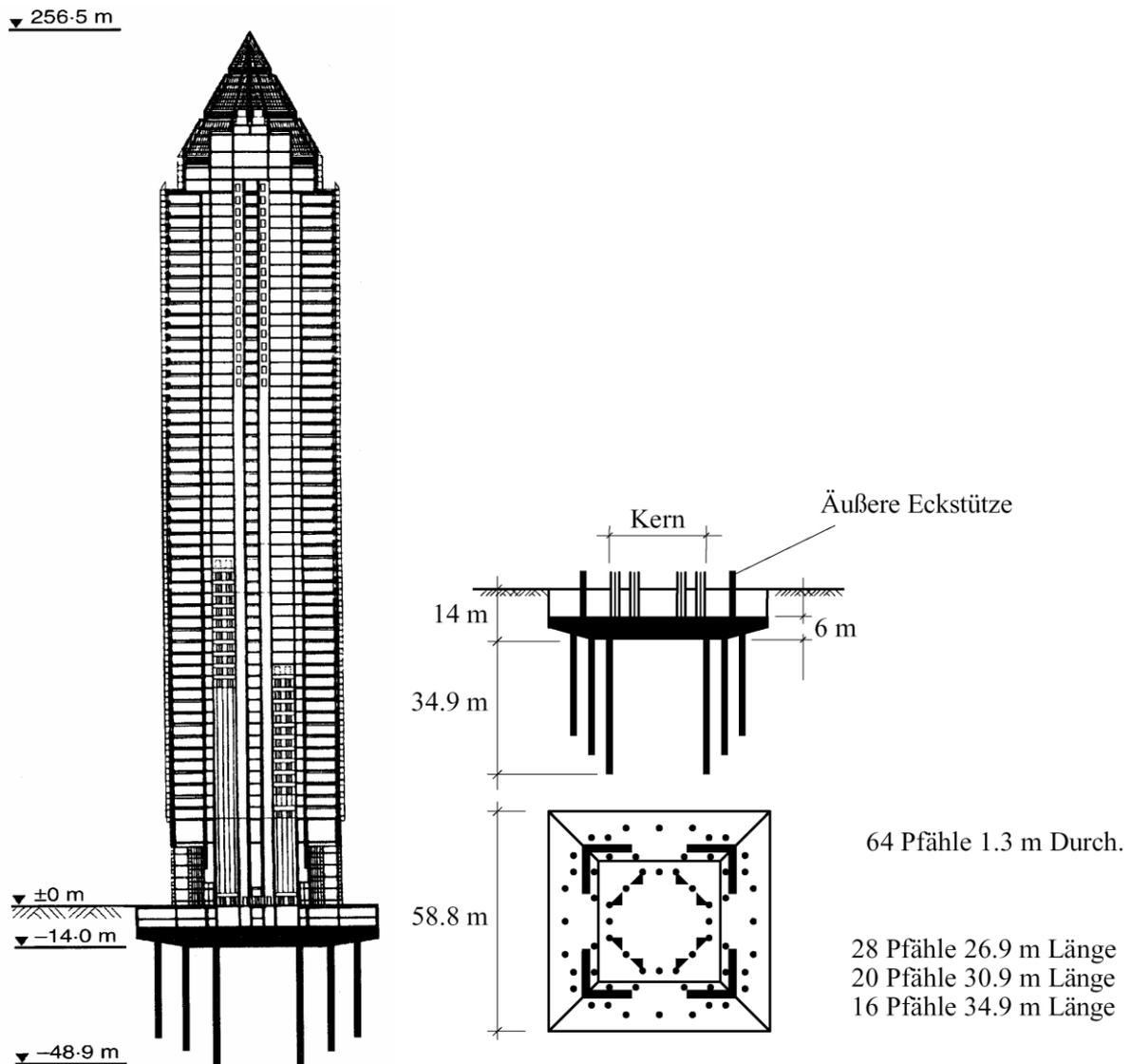


Bild 1.2 Abbildung des *Messeturmes* mit der Pfahlplatte nach *Chow/ Small* (2005)

1.2 FE-Netz

Aufgrund der doppelten Symmetrie von Form, Größe, Lasten und Baugrund um die x - und y -Achse genügt es, ein Viertel der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (29.4 [m] * 29.4 [m]) zu berechnen. Die Platte wird in rechteckige Elemente unterteilt, wie im Bild 1.3 gezeigt. Elementgrößen in x - und y -Richtung im Viertel der Platte sind:

$$2 * 2.2 + 2.69 + 2 * 1.74 + 0.89 + 3 * 2.35 + 2.06 + 2.65 + 1.76 + 2 * 2.2 = 29.4 \text{ [m]}$$

Ebenso werden die Pfähle in Elemente mit 2.0 [m] Maximallänge unterteilt.

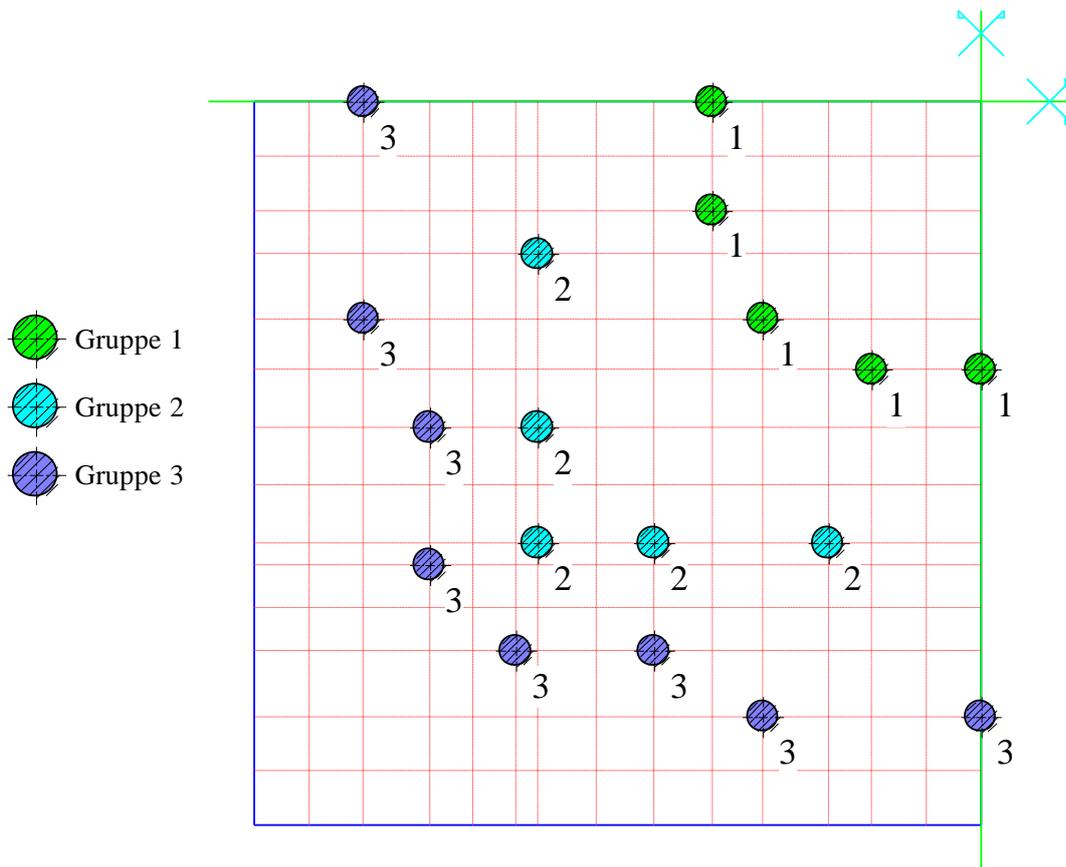


Bild 1.3 Netz der Pfahlplatte des *Messturmes* mit Pfählen
Gruppe 1: Pfahllänge = 34.9 [m]
Gruppe 2: Pfahllänge = 30.9 [m]
Gruppe 3: Pfahllänge = 26.9 [m]

1.3 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wird mit einem Mittelwert von 4.83 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser 1.3 [m] und den Längen 26.9 [m], 30.9 [m] und 34.9 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurde Stahlbeton B 25 (C 20/25) angesetzt mit den folgenden Werten:

Elastizitätsmodul	E_p	=	20 000 [MN/m ²]
Poissonzahl	ν_p	=	0.25 [-]

1.4 Baugrunddaten

Der Untergrund am Standort des Gebäudes besteht aus Kiesen und Sanden bis in 8 [m] unter Gelände. Darunter liegen Schichten des Frankfurter Tons, der sich über große Tiefe von mehr als 100 [m] unter Gelände erweitert. Die Eigenschaften des Bodens in der numerischen Berechnung können wie folgt beschrieben werden:

Steifemodul

Der Elastizitätsmodul der Sand-/ Kiesschicht unter der Platte nach *Reul/ Randolph* (2003) ist $E = 75000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Der Elastizitätsmodul für Wiederbelastung wurde mit $W = 3 E$ angesetzt. Laut *Amann et al.* (1975) auf Grundlage von früheren Berechnungen wird die Verteilung des Steifemoduls für die Erstbelastung des Frankfurter Tons mit der Tiefe durch folgende empirische Formel ermittelt:

$$E_s = E_{so} (1 + 0.35 z) \quad (1.1)$$

während für die Wiederbelastung gilt:

$$W_s = 70 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (1.2)$$

wobei:

E_s Steifemodul für Erstbelastung [MN/m²]

E_{so} Anfangssteifemodul $E_{so} = 7 \text{ [MN/m}^2\text{]}$

z Tiefe ab Oberkante Ton [m]

W_s Steifemodul für Wiederbelastung [MN/m²]

Undrained Kohäsion

Nach *Sommer/ Katzenbach* (1990) steigt mit der Tiefe die undrained Kohäsion c_u des Frankfurter Tons von $c_u = 100 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ bis $c_u = 400 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ in 70 [m] Tiefe ab Oberkante Ton. Für die Berechnung mit *NPRD* wird die mittlere undrained Kohäsion von $c_u = 300 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ angenommen.

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Frankfurter Tons wird mit $\nu_s = 0.25 \text{ [-]}$ angesetzt.

Grenzfahllast

Russo (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ vor, die einer undrained Kohäsion von $c_u = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ entspricht. Um die Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion durchzuführen, wird eine Grenzmantelreibung von $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ berücksichtigt. Somit ergeben sich folgende Grenzfahllasten:

für die Pfähle mit der Länge = 34.9 [m]

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.3 * 34.9 = 25656 \text{ [kN]} = 25.7 \text{ [MN]} \quad (1.3)$$

für die Pfähle mit der Länge = 30.9 [m]

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.3 * 30.9 = 22716 \text{ [kN]} = 22.7 \text{ [MN]} \quad (1.4)$$

für die Pfähle mit der Länge = 26.9 [m]

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.3 * 26.9 = 19775 \text{ [kN]} = 19.8 \text{ [MN]} \quad (1.5)$$

Pfahl-Plattengründung des *Messturmes*

Die Grenzpfahllast Q_l ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Q_l von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Q_l=1.5$ bis $2 Q_u$, wobei Q_u die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Die Grundwassertiefe liegt bei 4.75 [m] unter Gelände.

Bodenkennwerte

Der Baugrund setzt sich entsprechend Bild 1.4 aus 10 Schichten zusammen, welche hauptsächlich aus Frankfurter Ton bestehen. Die gesamte Tiefe beträgt $H = 102.83$ [m] unter Gelände. Bild 1.4 zeigt die Bodenkennwerte für die 10 Schichten.

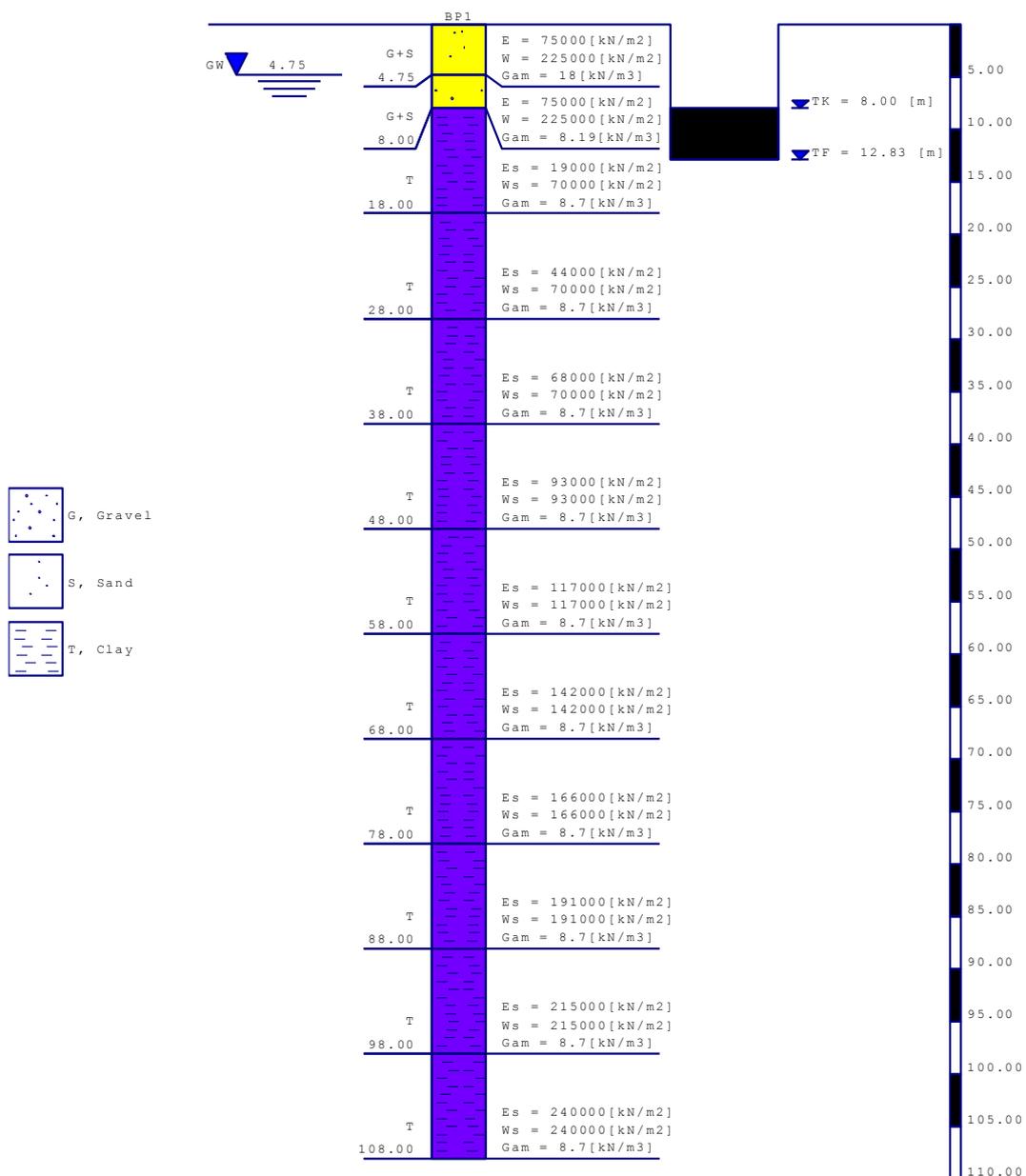


Bild 1.4 Darstellung des Bohrprofils

1.5 Lastdaten

Die gesamte vertikale Last auf der Platte einschließlich Eigengewicht von Platte und Pfählen beträgt $N = 1880$ [MN], wobei der Auftrieb 276 [MN] beträgt. Die Last wird als Flächenlast von 543.8 [kN/m²] angesetzt.

1.6 Berechnungsverfahren

Um die Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung hinsichtlich ihrer Qualität abzuschätzen, werden insgesamt 10 Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt:

Tabelle 1.1 Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Nr.	Verfahren	Linearität der Berechnung	Bezeichnung
1	Spannungstrapezverfahren		-
2	Bettungsmodulverfahren	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
3		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
4		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>
5	Steifemodulverfahren für die elastische Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
6		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
7		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>
8	Steifemodulverfahren für die starre Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
9		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
10		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>

Bedeutung der Bezeichnungen *LPR*, *NPRH* und *NPRD* in der **Error! Reference source not found.**:

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*)
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion (*NPRH*)
- Lineare Berechnung (*LPR*)

Das Verfahren *NPRD* wurde von *El Gendy et al.* (2006) entwickelt, während die Verfahren *NPRH* und *LPR* von *El Gendy* (2007a) entwickelt wurden.

Die Ergebnisse der Berechnungen nach Tabelle 1.1 werden mit den anderen Verfahren, die nicht mit *ELPLA* berechnet wurden, und den Messungen verglichen, d.h. die Ergebnisse vergleichend gegenüber gestellt.

1.7 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Setzungen als Isolinien für die verschiedenen Berechnungen (isometrische Darstellungen) sind im Bild 1.5 bis Bild 1.13 gezeigt. Die isometrischen Darstellungen der Sohldrücke werden im Bild 1.14 bis Bild 1.22 dargestellt. Pfahllasten als Kreisdiagramme sind im Bild 1.23 bis Bild 1.32 abgebildet.

1.7.1 Setzungen

1.7.1.1 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Bettungsmodulverfahren

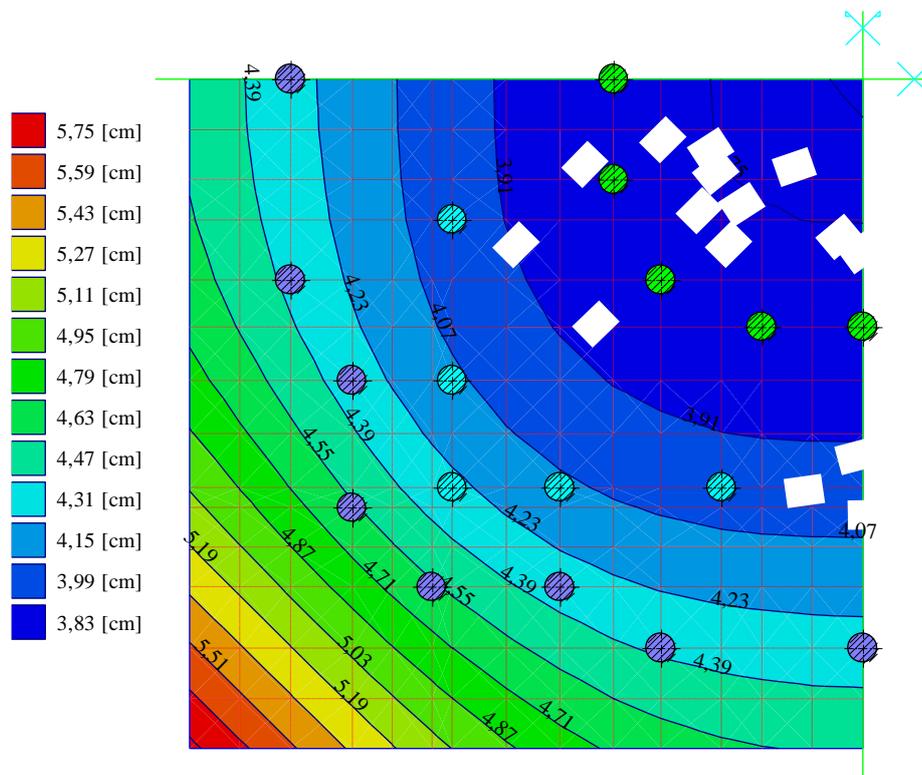


Bild 1.5 Setzungen [cm] - LPR - Max. $s = 5.87$ [cm], Min. $s = 3.75$ [cm]

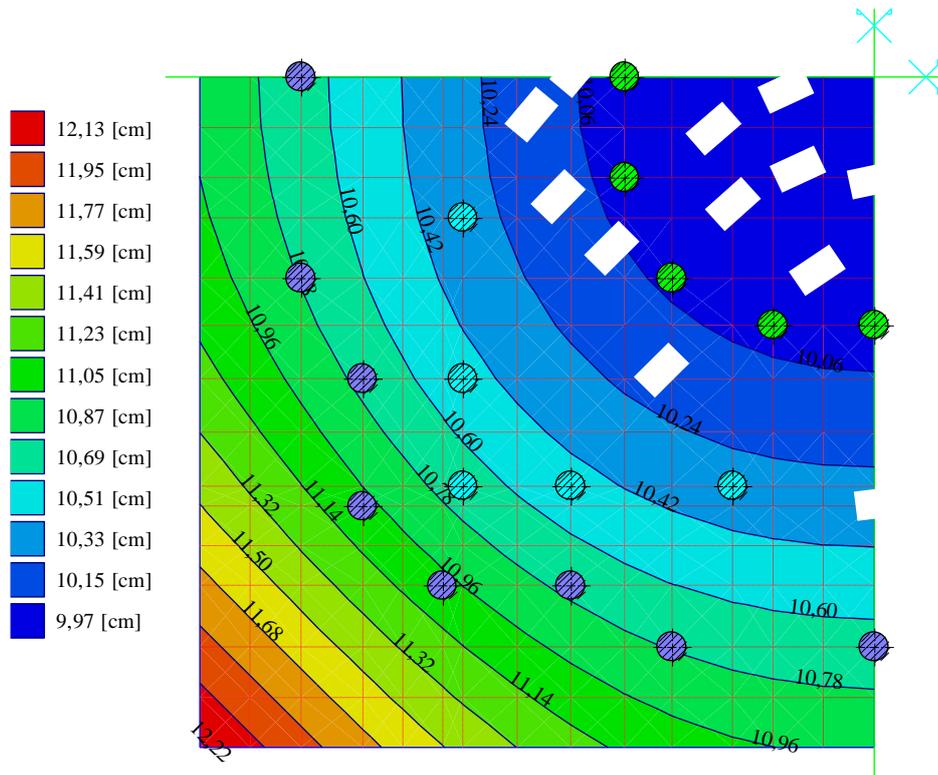


Bild 1.6 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 12.24$ [cm], Min. $s = 9.88$ [cm]

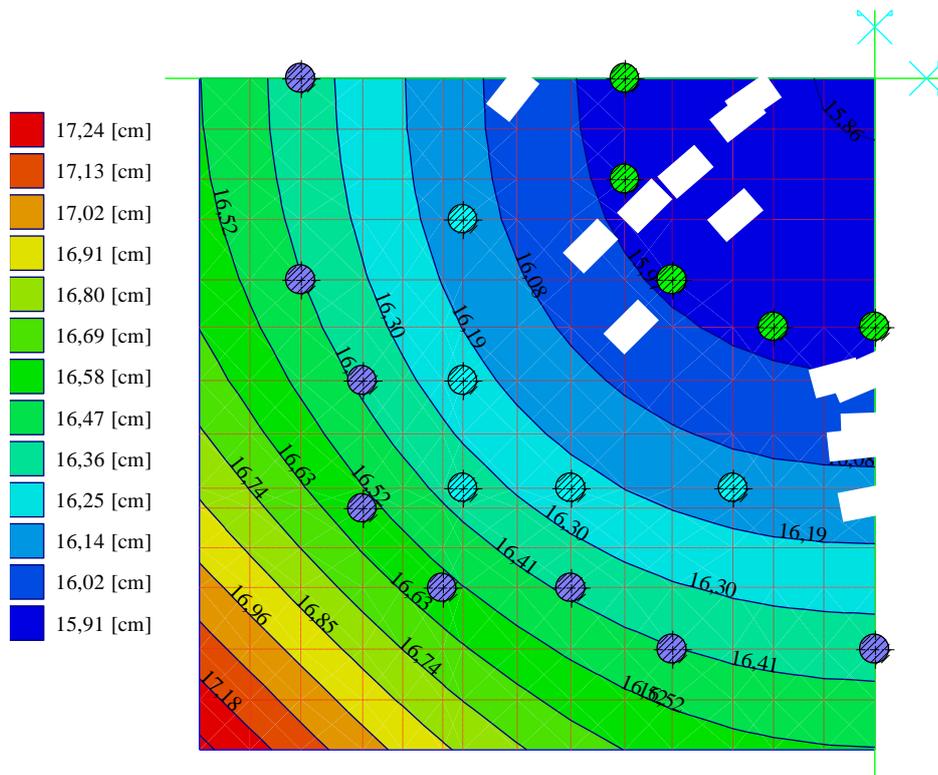


Bild 1.7 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 17.32$ [cm], Min. $s = 15.86$ [cm]

1.7.1.2 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

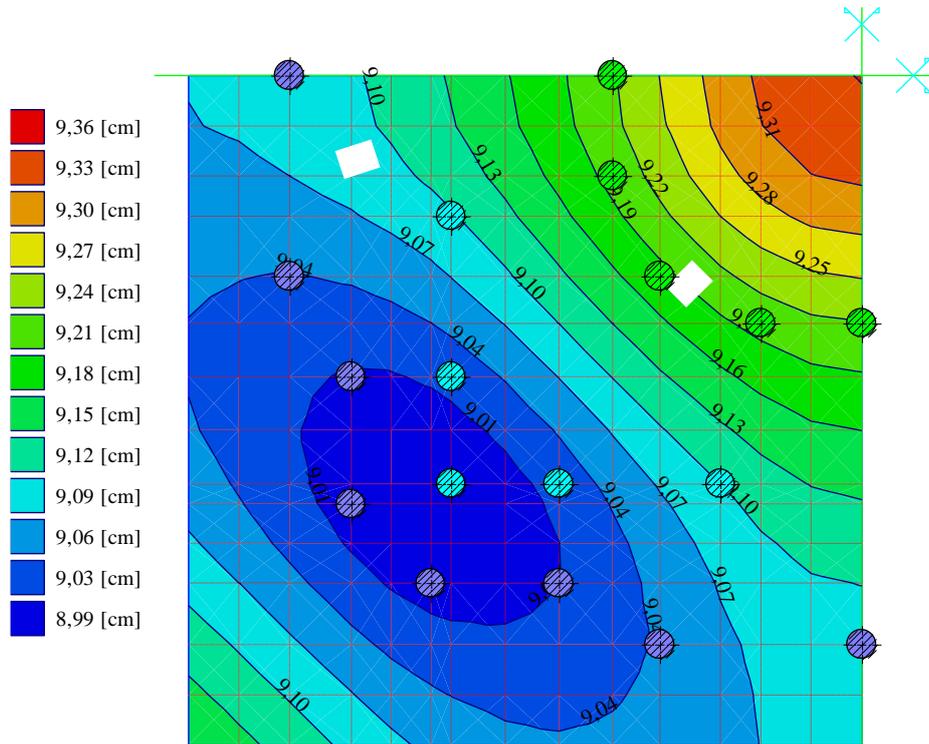


Bild 1.8 Setzungen [cm] - LPR - Max. $s = 9.34$ [cm], Min. $s = 8.98$ [cm]

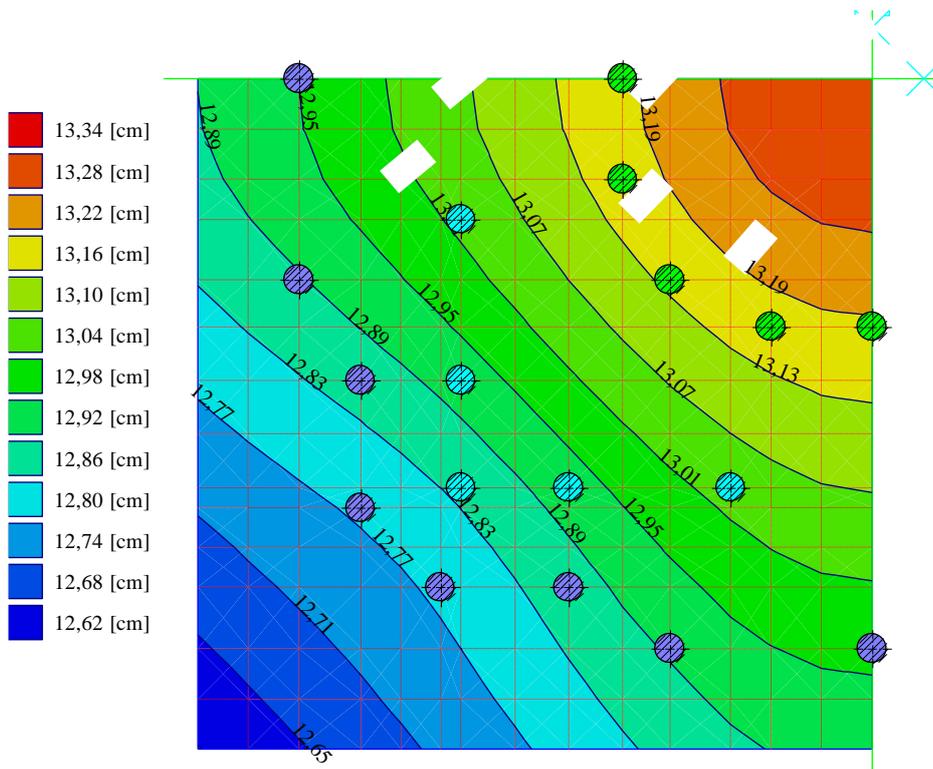


Bild 1.9 Setzungen [cm] - NPRH - Max. $s = 13.31$ [cm], Min. $s = 12.59$ [cm]

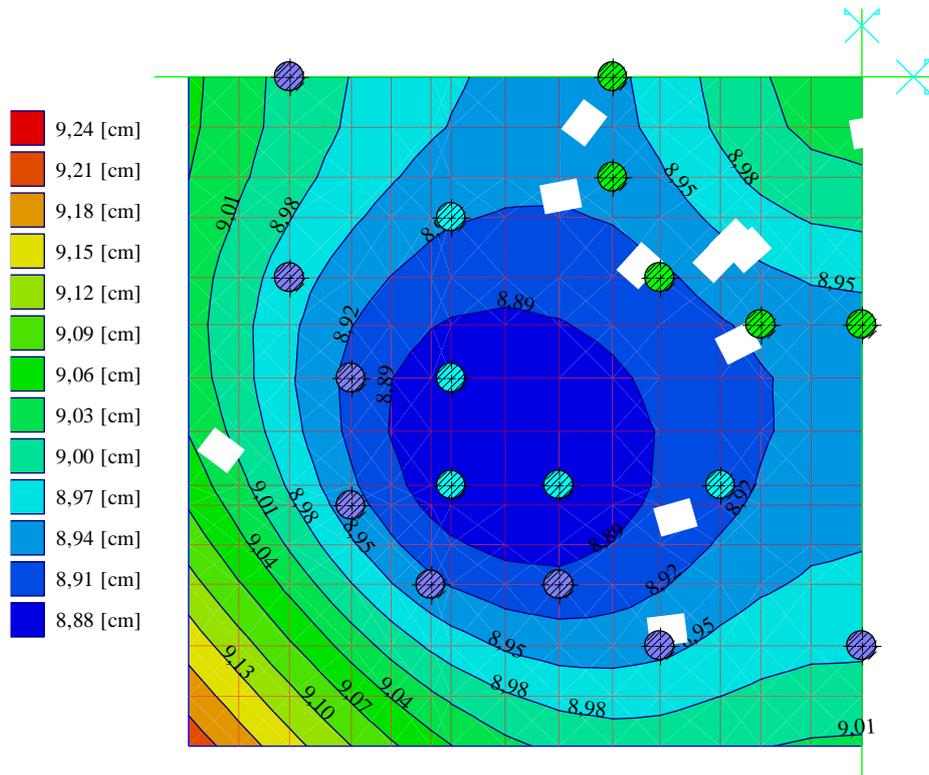


Bild 1.10 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 9.21$ [cm], Min. $s = 8.86$ [cm]

1.7.1.3 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

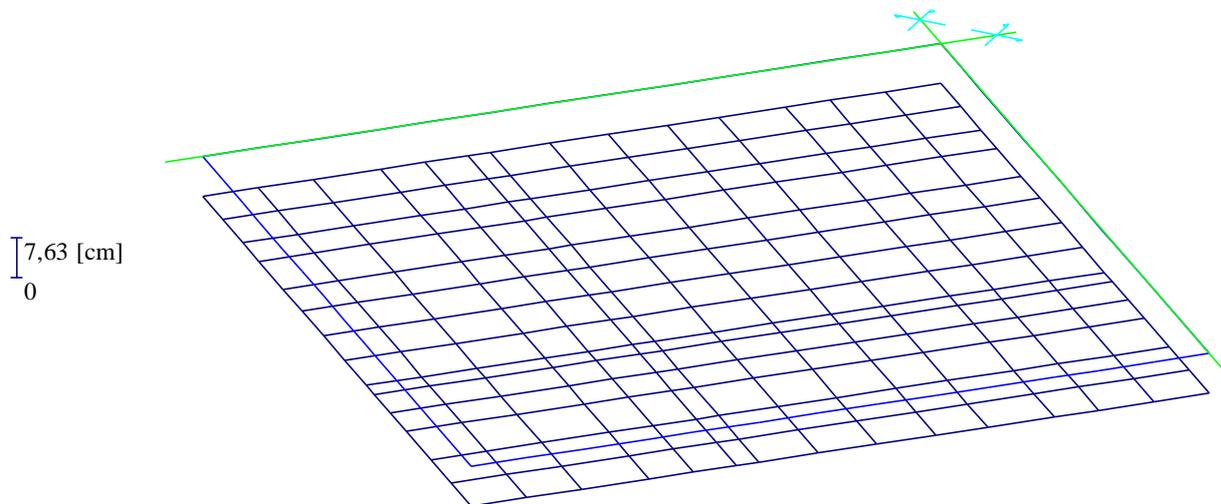


Bild 1.11 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 7.63$ [cm]

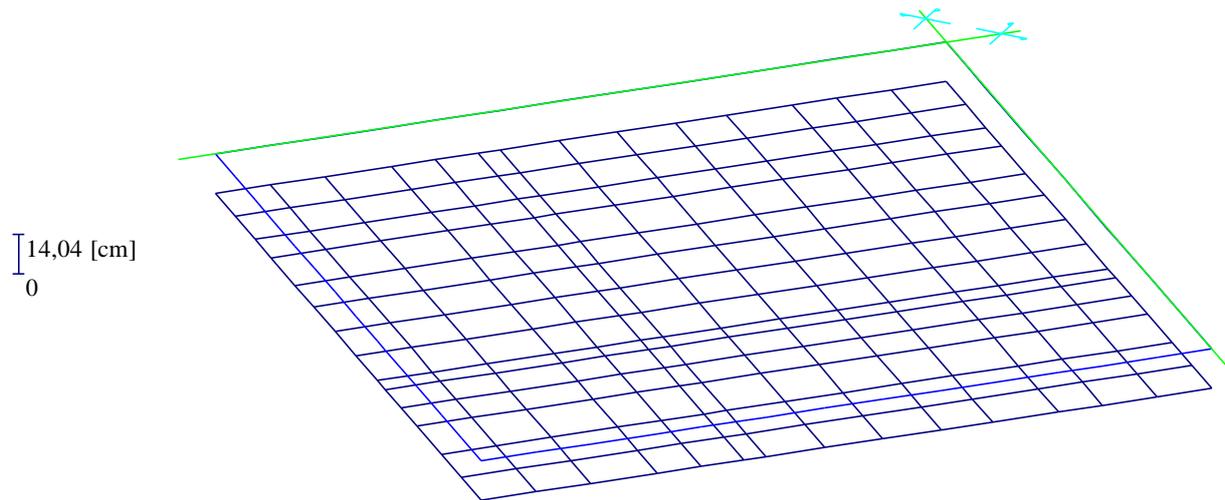


Bild 1.12 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 14.04$ [cm]

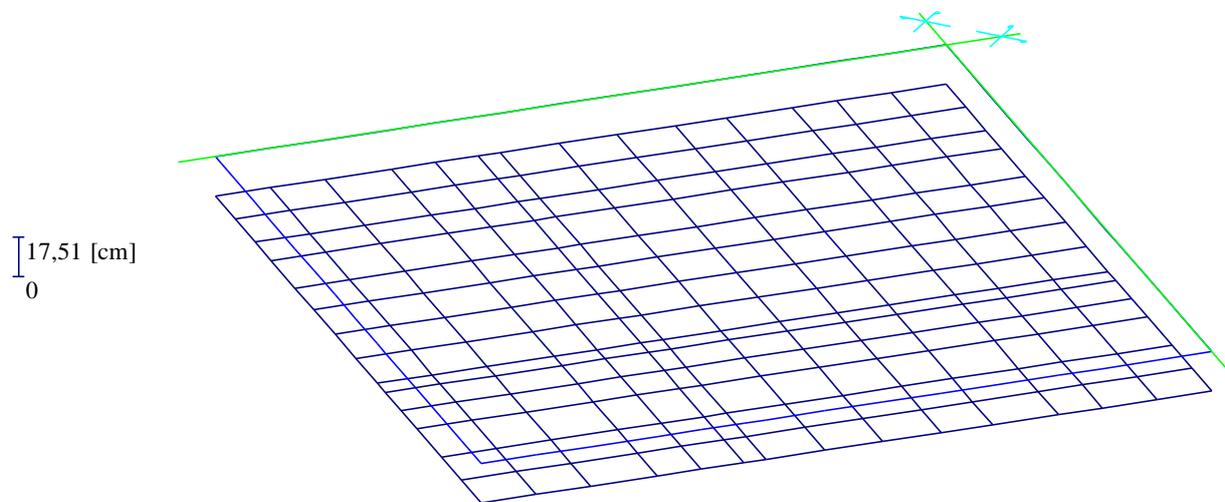


Bild 1.13 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = 17.51$ [cm]

1.7.2 Sohldrücke

1.7.2.1 Sohldrücke nach dem Bettungsmodulverfahren

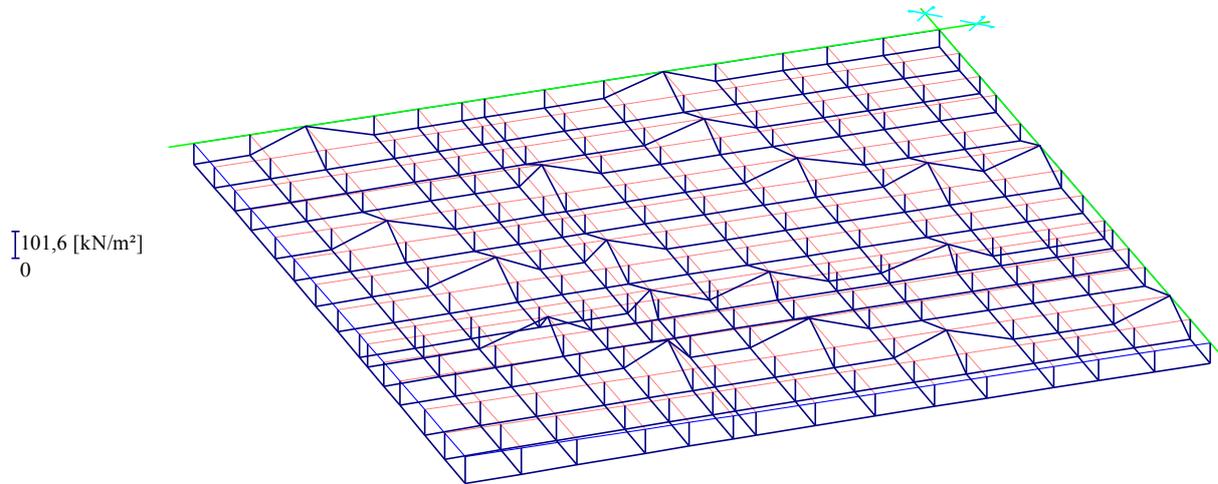


Bild 1.14 Sohldrücke [kN/m²] - LPR

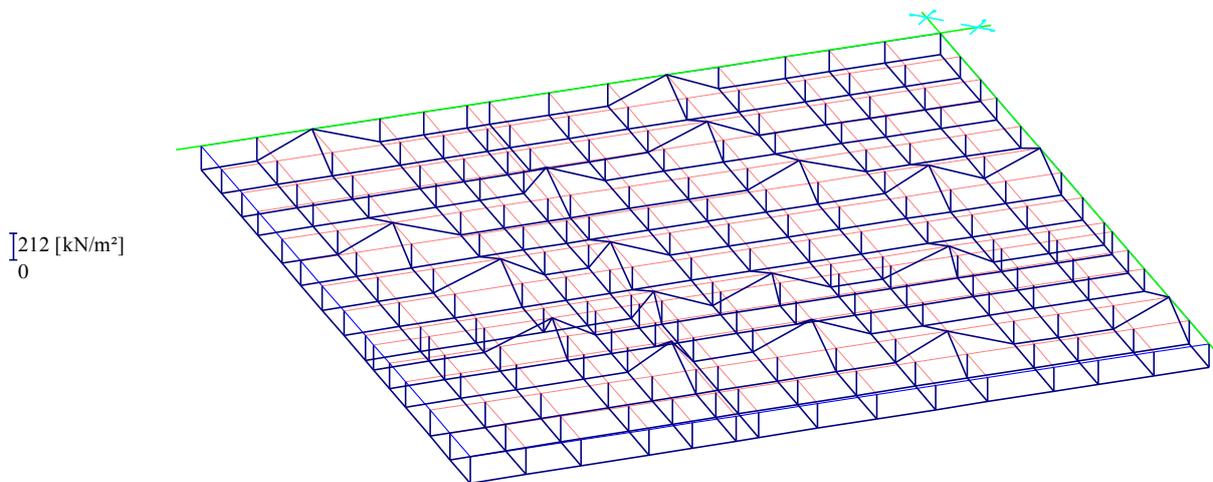


Bild 1.15 Sohldrücke [kN/m²] - NPRH

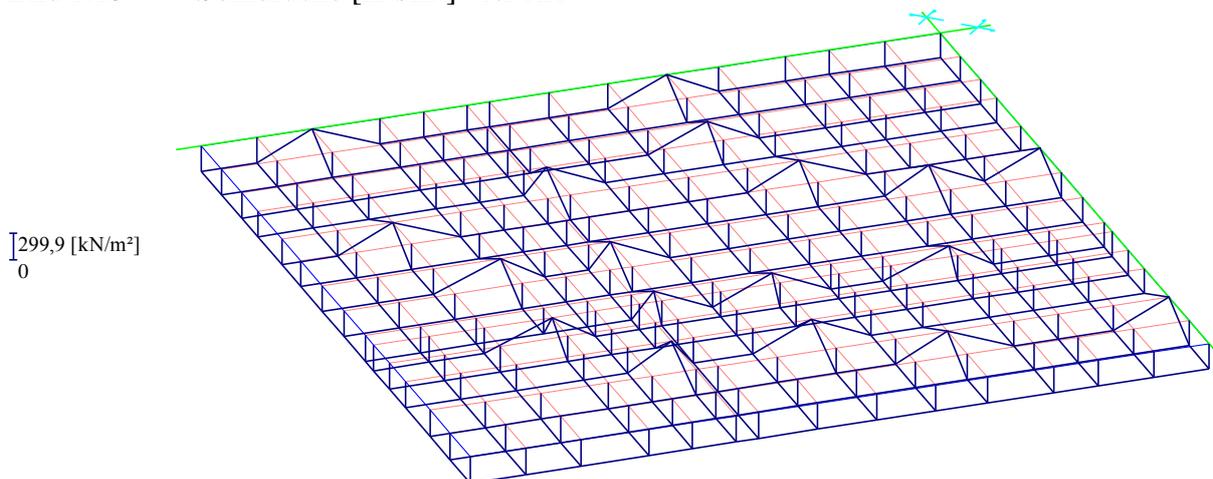


Bild 1.16 Sohldrücke [kN/m²] - NPRD

1.7.2.2 Sohl drücke nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

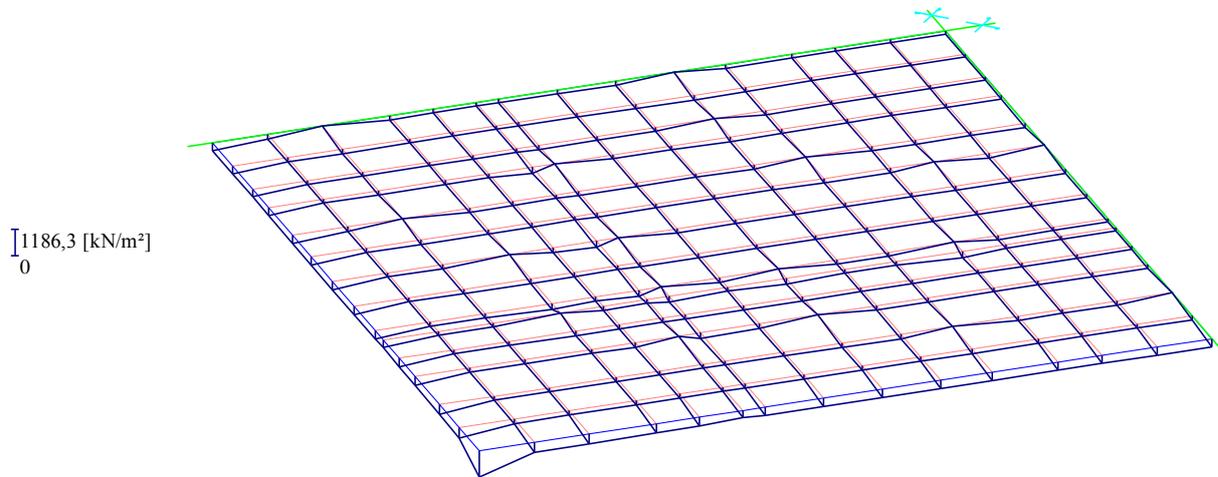


Bild 1.17 Sohl drücke [kN/m²] – *LPR*

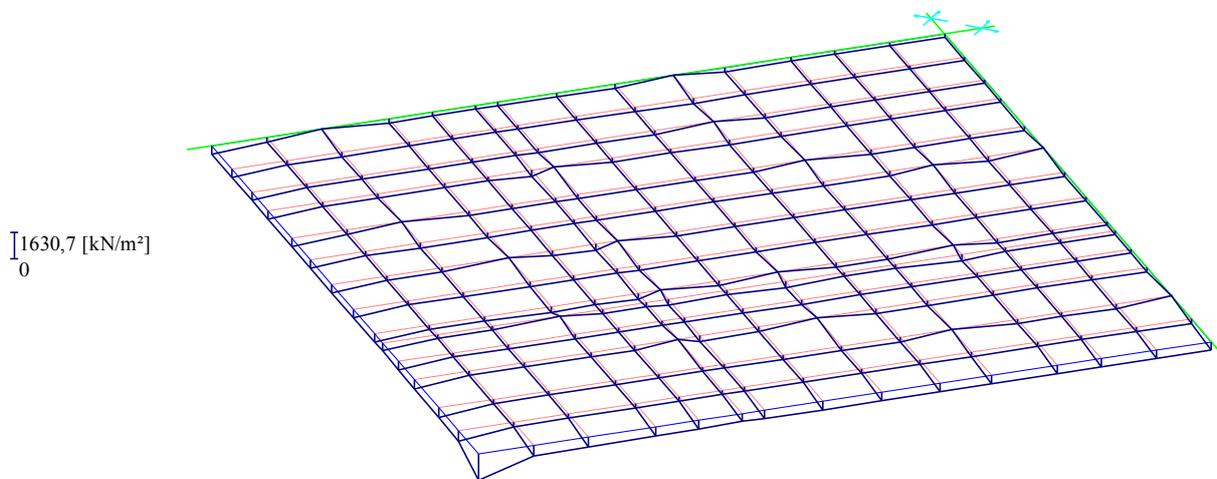


Bild 1.18 Sohl drücke [kN/m²] – *NPRH*

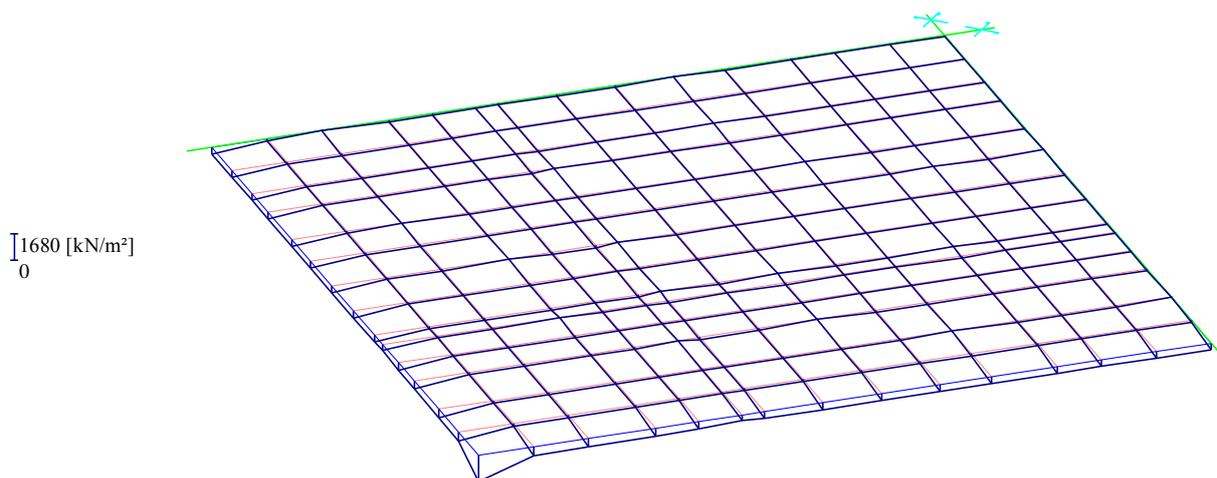


Bild 1.19 Sohl drücke [kN/m²] – *NPRD*

1.7.2.3 Sohldrücke nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

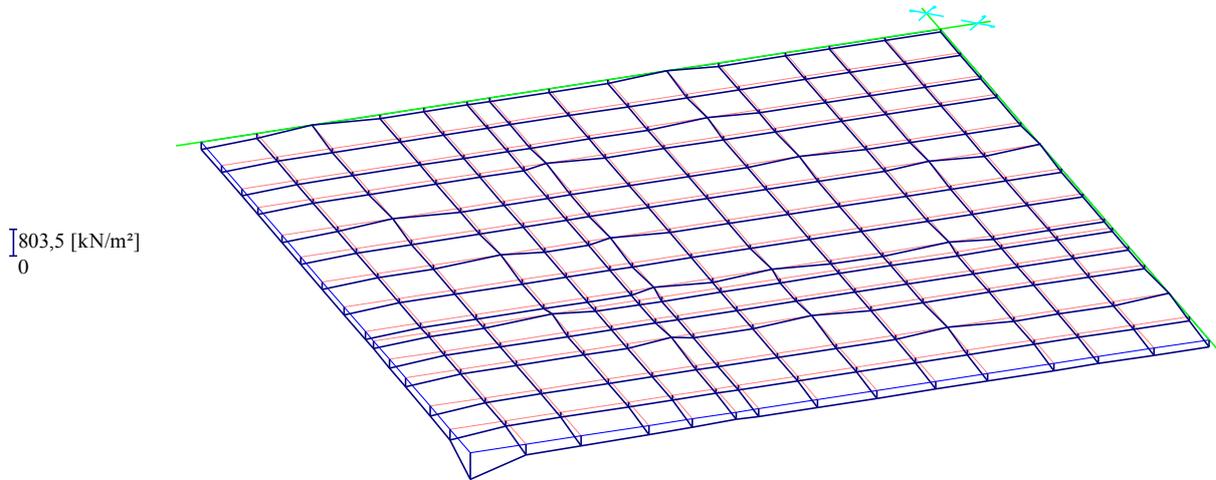


Bild 1.20 Sohldrücke [kN/m²] – LPR

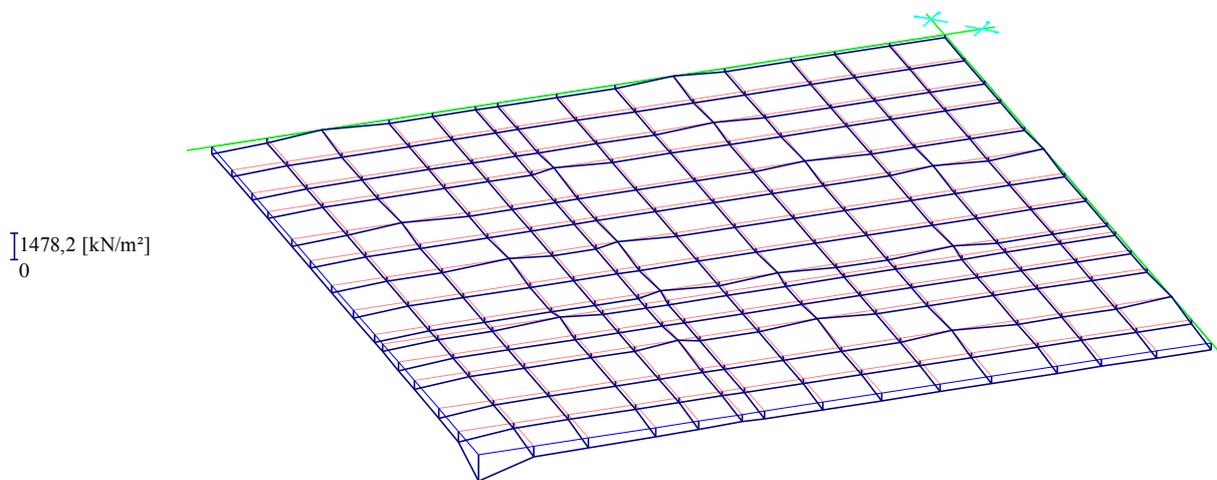


Bild 1.21 Sohldrücke [kN/m²] – NPRH

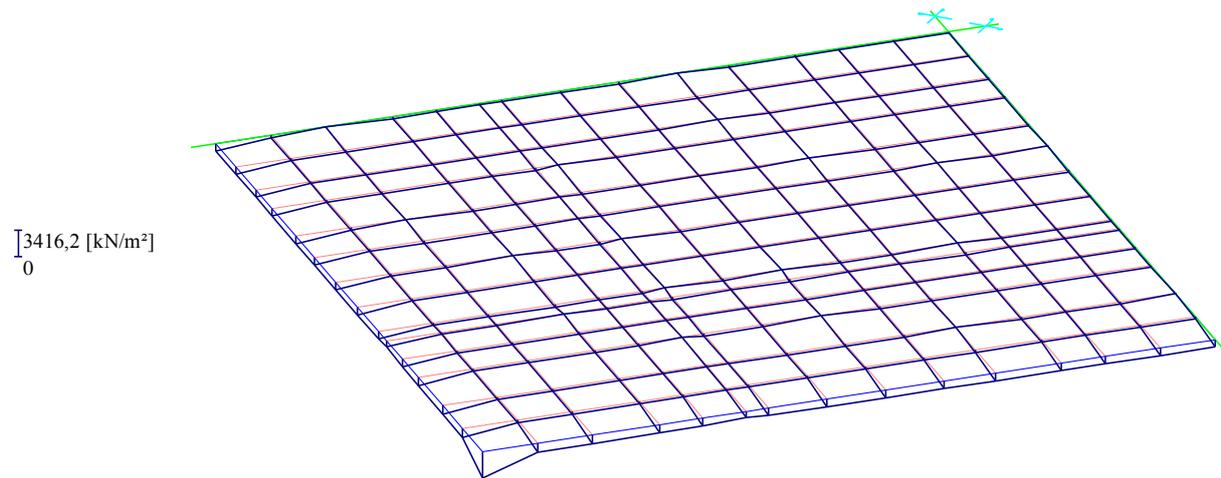


Bild 1.22 Sohl drücke $[\text{kN/m}^2]$ – *NPRD*

1.7.3 Pfahllasten

1.7.3.1 Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren

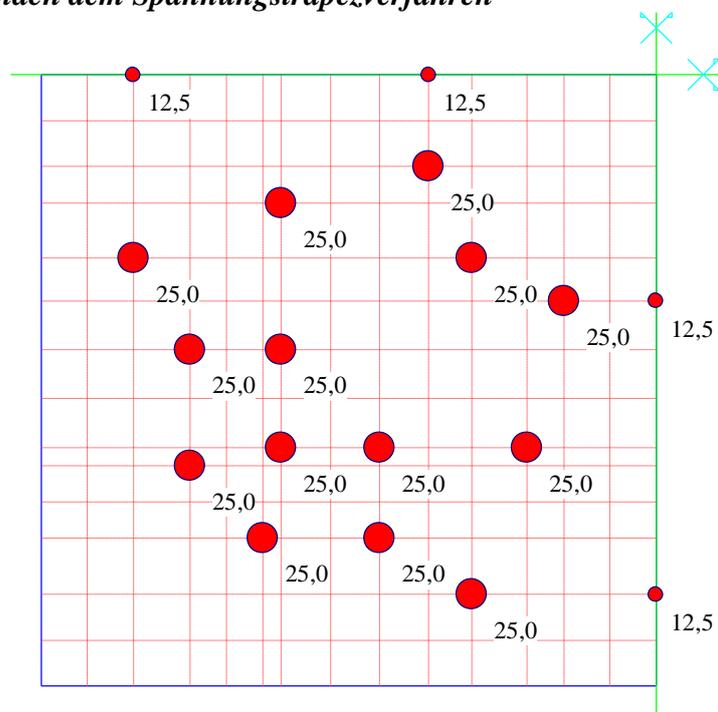


Bild 1.23 Pfahllasten Ph $[\text{MN}]$

1.7.3.2 Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren

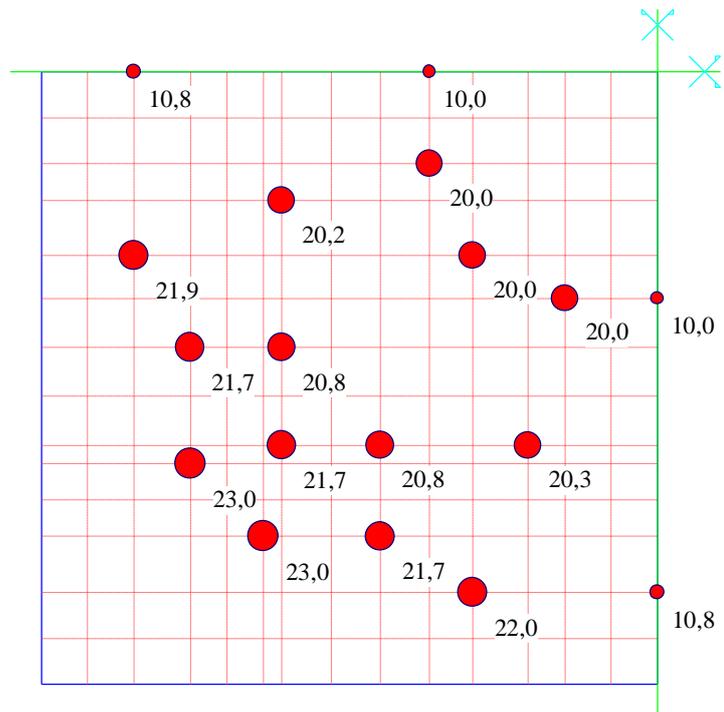


Bild 1.24 Pfahllasten P_h [MN] - LPR

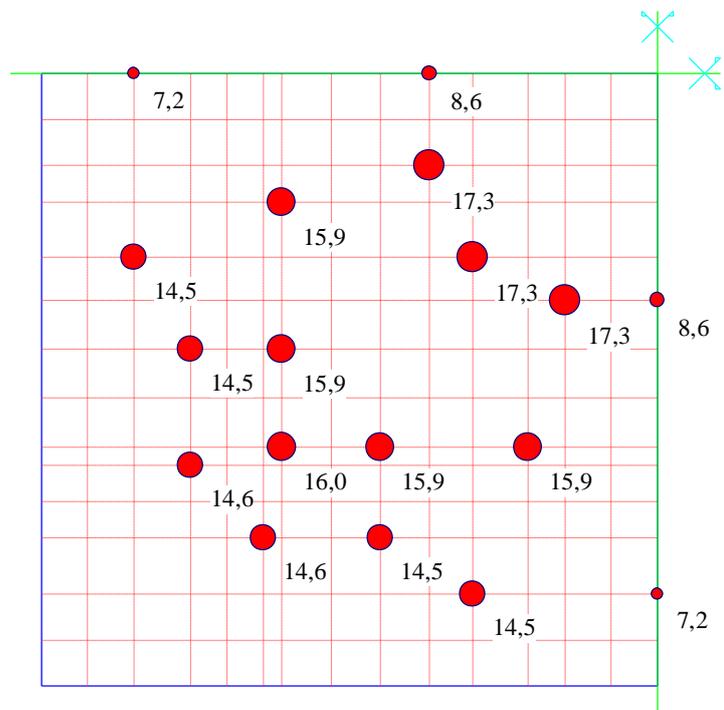


Bild 1.25 Pfahllasten P_h [MN] - NPRH

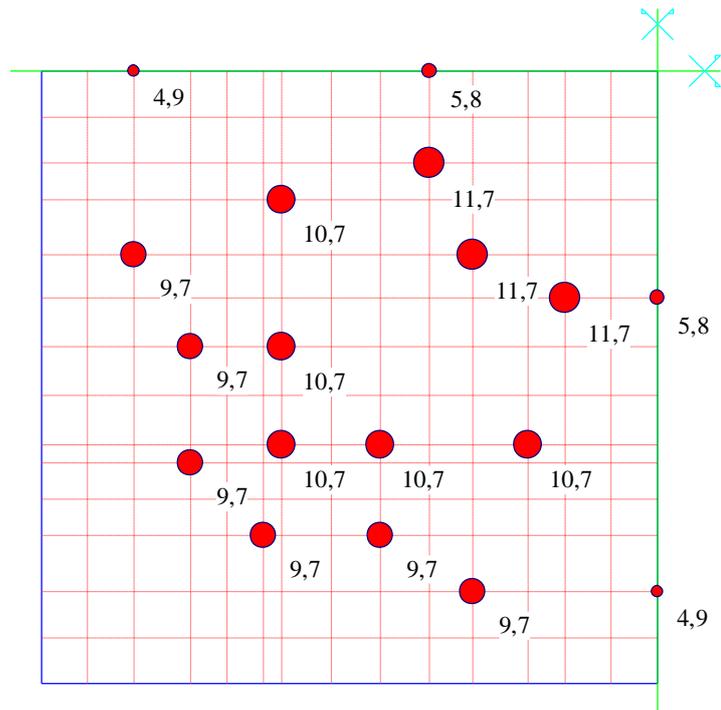


Bild 1.26 Pfahllasten Ph [MN] – *NPRD*

1.7.3.3 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

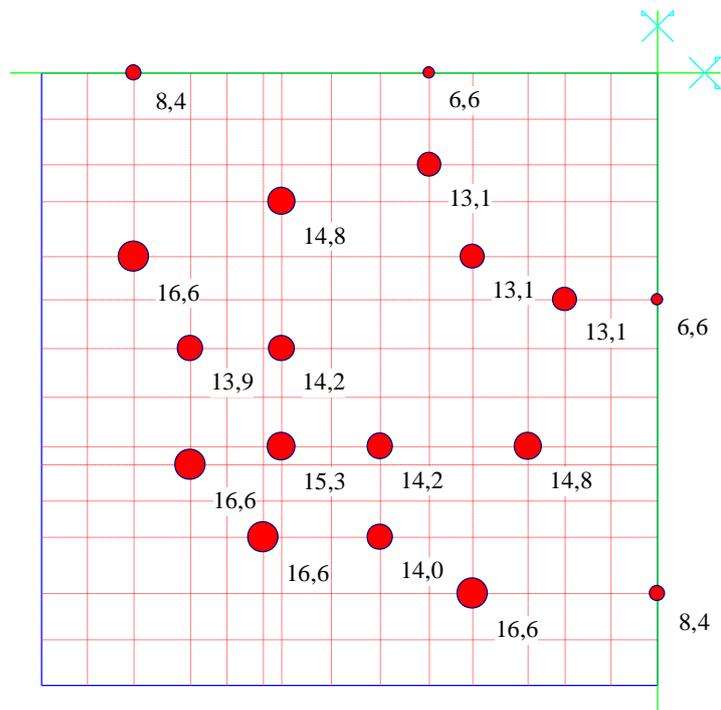


Bild 1.27 Pfahllasten Ph [MN] - *LPR*

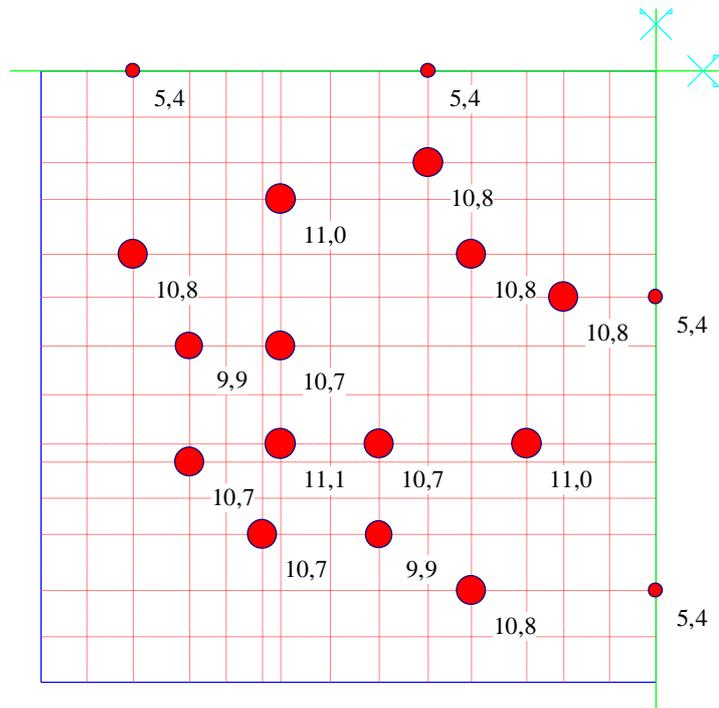


Bild 1.28 Pfahllasten Ph [MN] – *NPRH*

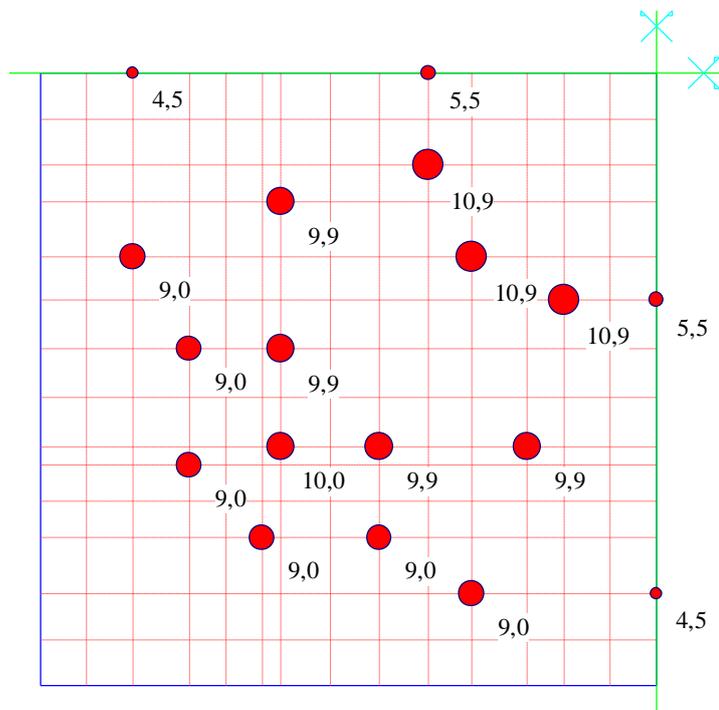


Bild 1.29 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRD*

1.7.3.4 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

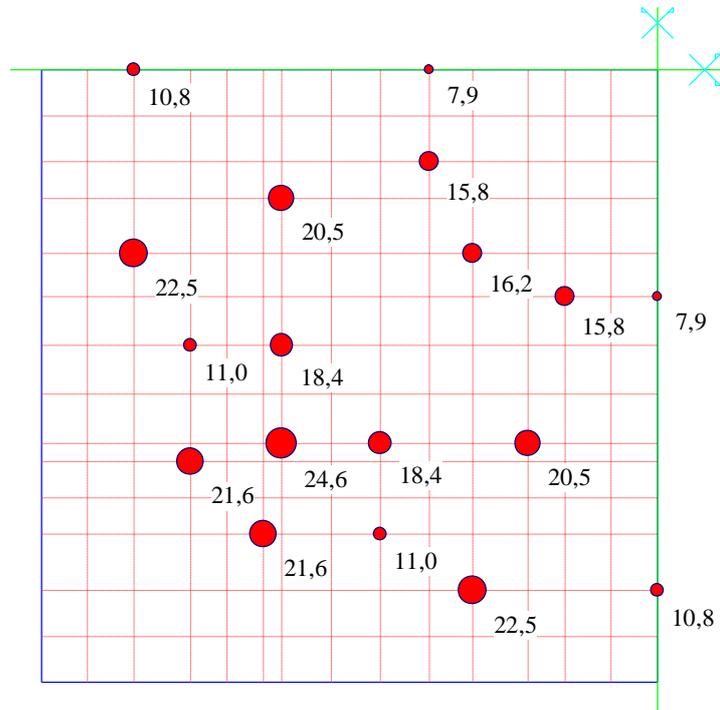


Bild 1.30 Pfahllasten P_h [MN] - LPR

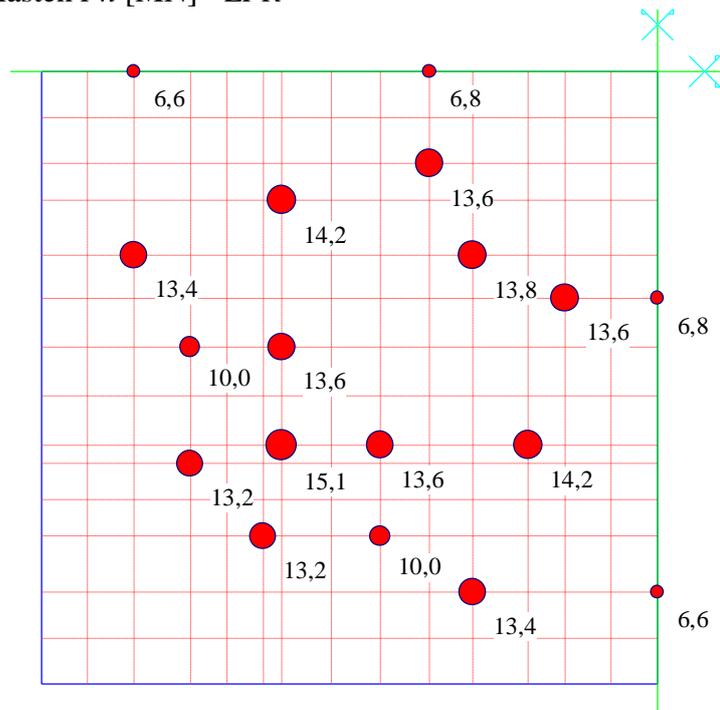


Bild 1.31 Pfahllasten P_h [MN] - NPRH

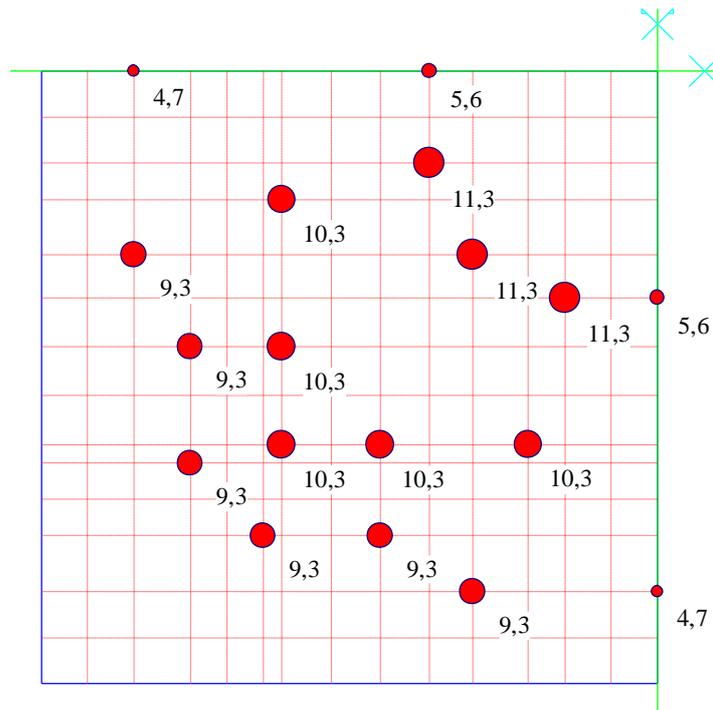


Bild 1.32 Pfahllasten Ph [MN] – *NPRD*

1.7.4 Tabellarische Darstellung

Tabelle 1.2 vergleicht zwischen den Setzungen, Momenten und Tragwirkungskoeffizienten der verschiedenen Berechnungen.

Tabelle 1.2 Vergleich zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungen

Verfahren	Berechnung	Setzungen [cm]		gemessene Setzungen [cm]		Tragwirkungskoeffizienten α_{kpp} [%]
		Max.	Min.	Max.	Min.	
Spannungstrapez	-	-	-	15	20	100
Bettungsmodul	<i>LPR</i>	5.87	3.75			85
	<i>NPRH</i>	12.24	9.88			63
	<i>NPRD</i>	17.32	15.86			42
Steifemodul elastische Platte	<i>LPR</i>	9.34	8.98			60
	<i>NPRH</i>	13.31	12.59			43
	<i>NPRD</i>	9.21	8.86			39
Steifemodul starre Platte	<i>LPR</i>	7.63				74
	<i>NPRH</i>	14.04				53
	<i>NPRD</i>	17.51				41

LPR = Lineare Berechnung

NPRH = Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion

NPRD = Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014

1.8 Auswertung

Die maximalen Setzungen, die Pfahllasten, die Tragwirkungskoeffizienten, die Pfahl- und die Plattenwiderstände der Pfahl-Plattengründung des *Messturmes* werden in den Diagrammen (Bild 1.34 bis Bild 1.39) für die verschiedenen Berechnungen zusammengefasst. Die Diagramme (Bild 1.34 bis Bild 1.36) zeigen die Pfahllasten in Abhängigkeit ihrer Pfahlposition und des Berechnungsverfahrens.

1.8.1 Darstellung der maximalen Setzungen

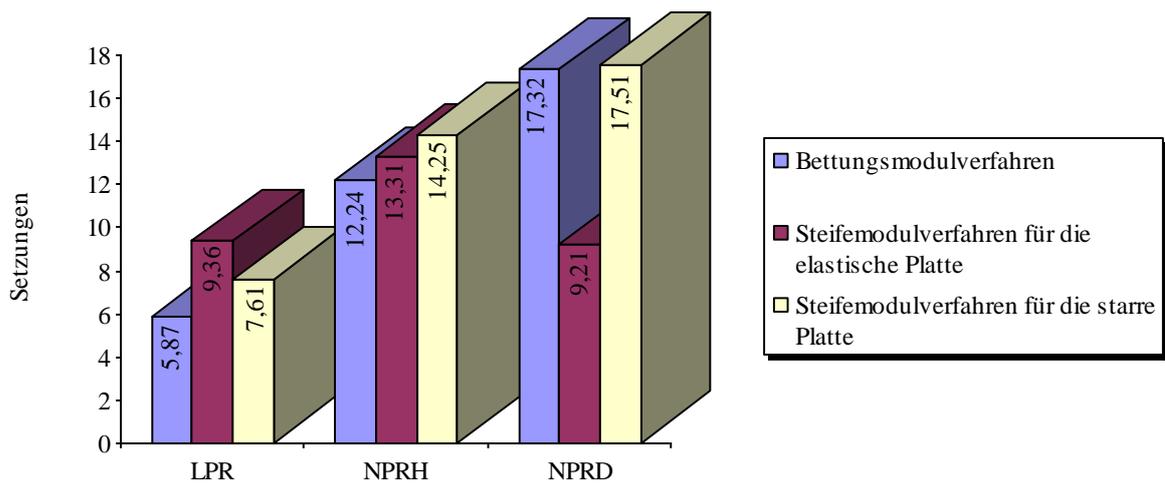


Bild 1.33 Maximale Setzungen [cm]

1.8.2 Darstellung der Pfahllasten

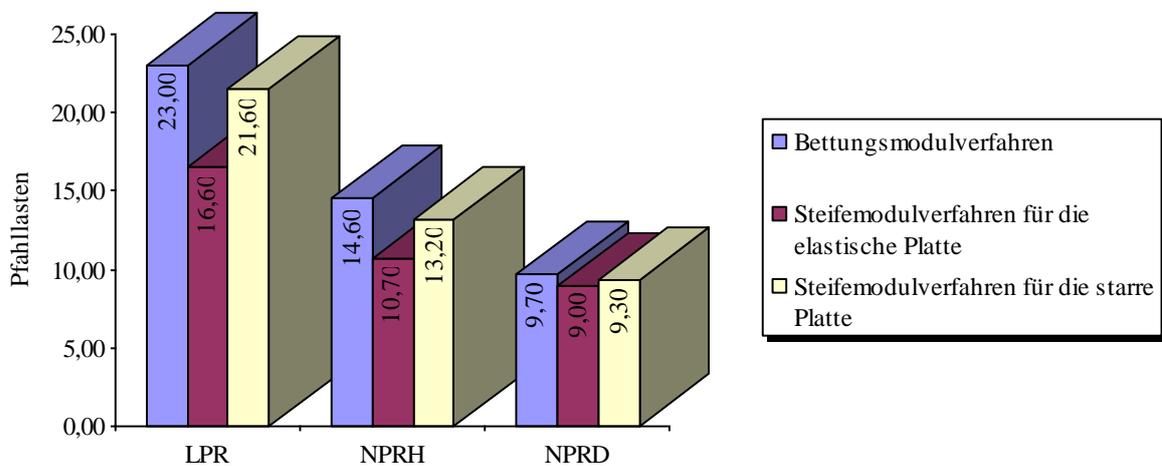


Bild 1.34 Pfahllasten der Pfähle im äußeren Ring [MN]

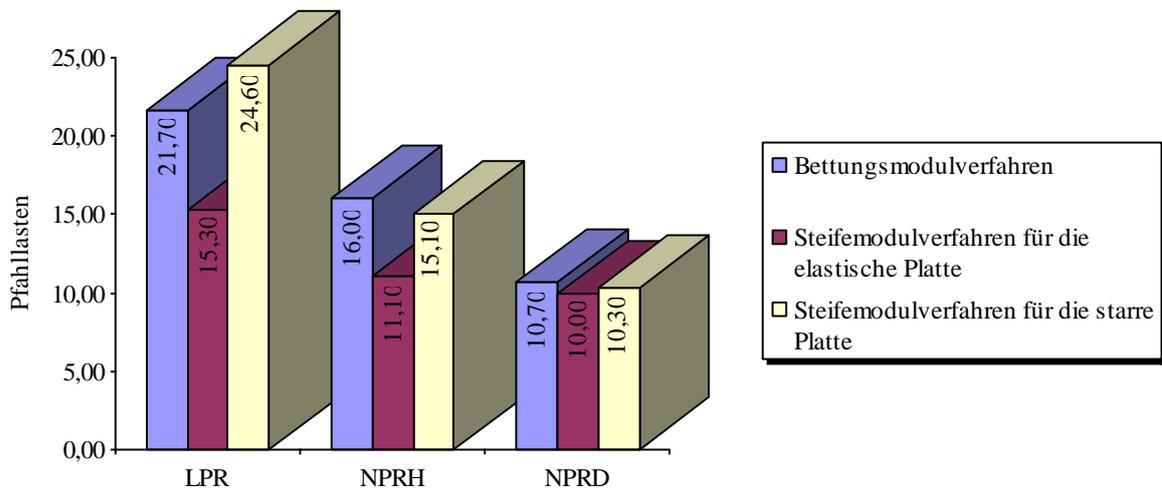


Bild 1.35 Pfahllasten der Pfähle im mittleren Ring [MN]

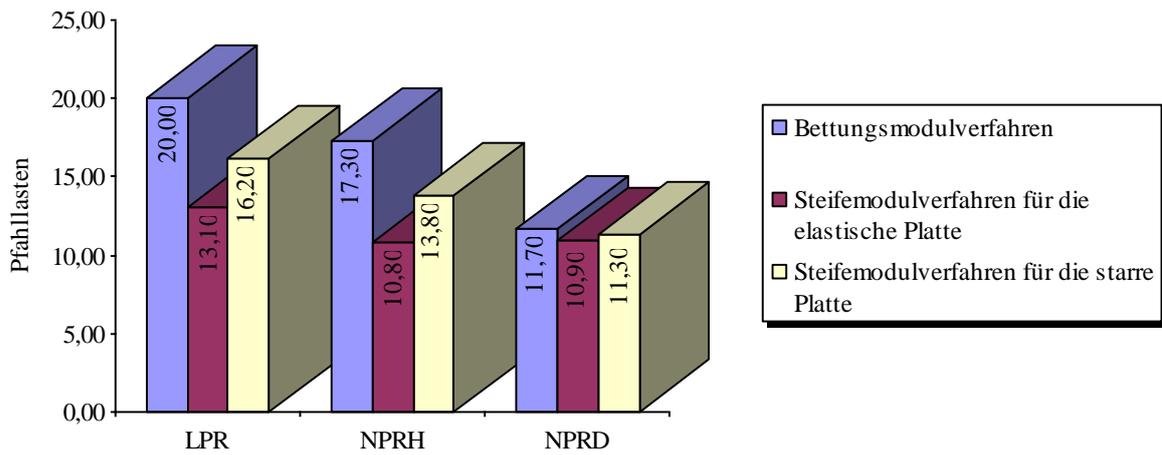


Bild 1.36 Pfahllasten der Pfähle im inneren Ring [MN]

1.8.3 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP}

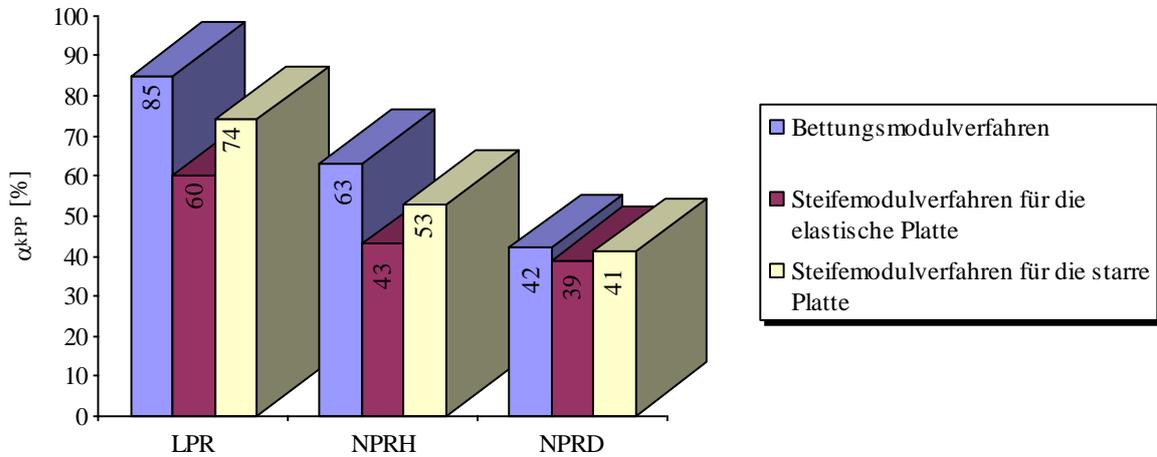


Bild 1.37 Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP} [%]

1.8.4 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand

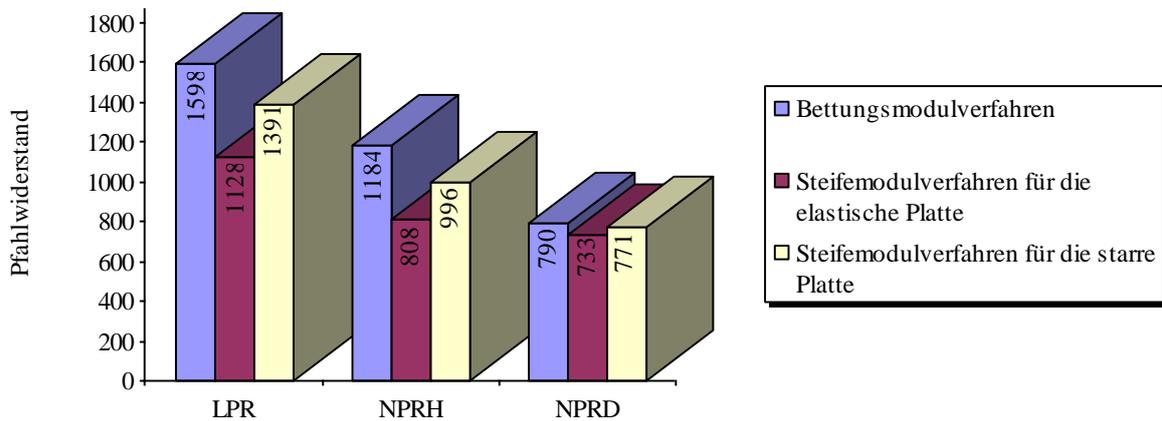


Bild 1.38 Pfahlwiderstand [MN]

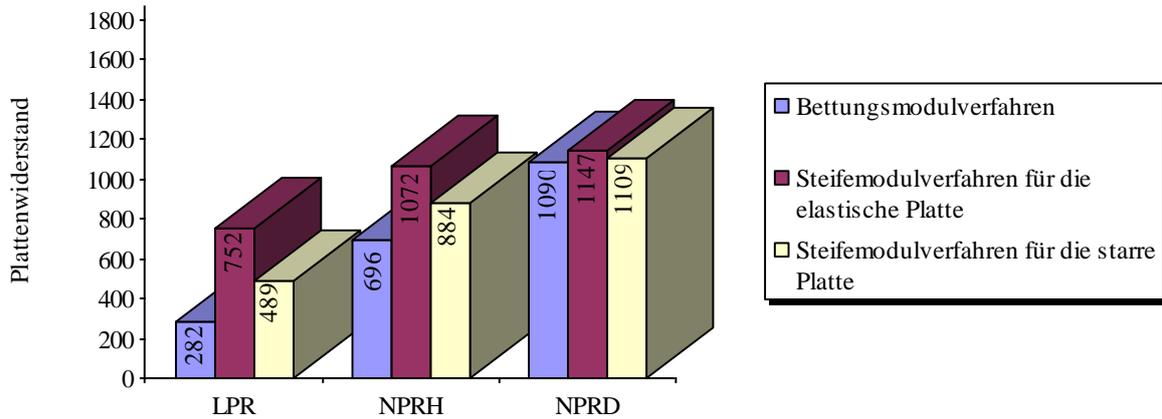


Bild 1.39 Plattenwiderstand [MN]

1.8.5 Messungen und andere Ergebnisse

Der Bau des *Messeturmes* begann im Jahr 1988 und wurde fertig im Jahr 1991. Bild 1.40 und Bild 1.41 zeigen bis zum Rohbauende im März 1990 in der Mitte der Platte eine gemessene Setzung von 8.5 [cm]. Die zuletzt gemessene Setzung im Dezember 1998 wird mit 144 [cm] von *Katzenbach/ Sommer* (1990) angegeben.

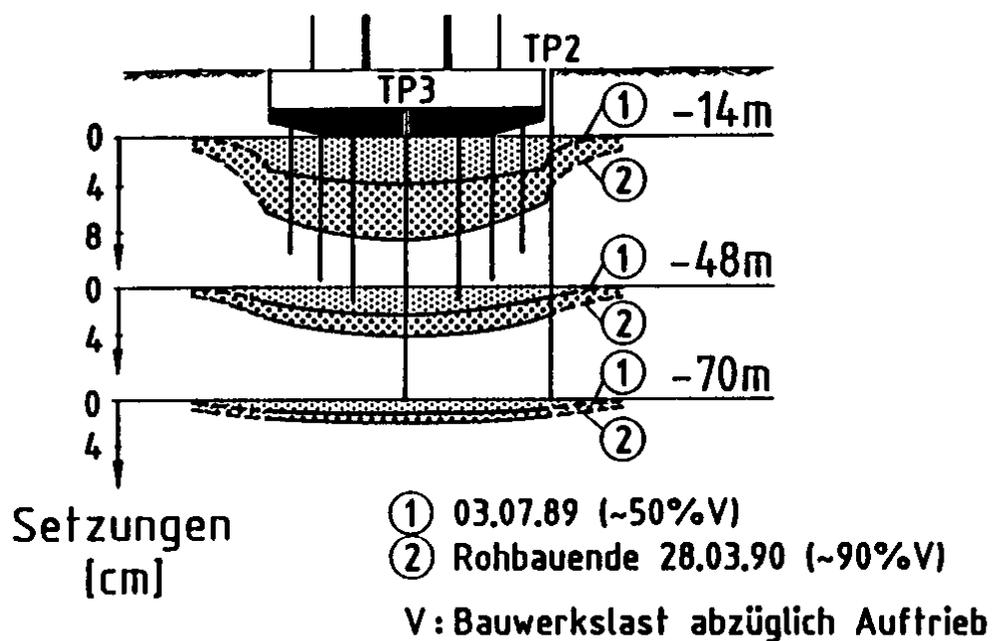


Bild 1.40 Setzungsmulden im Untergrund

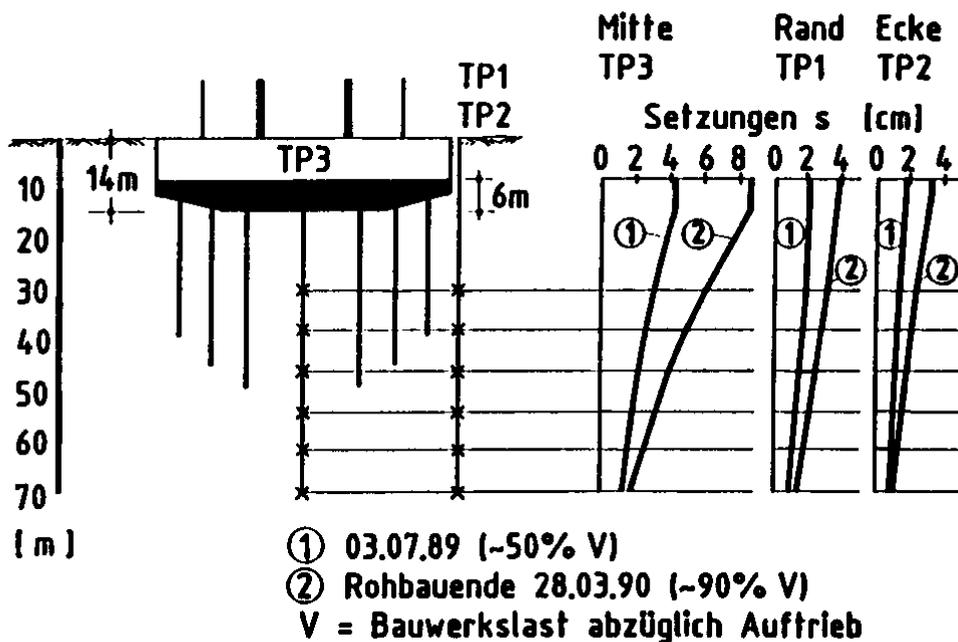


Bild 1.41 Gemessene Setzungen in der Tiefe

Im Bild 1.42 sieht man die Entwicklungen der Setzungen über die Zeit. Der Bereich der abgeschätzten Endsetzungen liegt zwischen 15 [cm] und 20 [cm] nach *Sommer/ Katzenbach* (1990). Mit der dreidimensionalen Finiten Element-Methode wurde nach *Reul/ Randolph* (2003) eine Setzung von 17.4 [cm] berechnet, während mit einem analytischen Modell mit Hilfe eines äquivalenten Plattenverfahrens nach *Thaher* (1991) eine Setzung von 19 [cm] erhalten wurde.

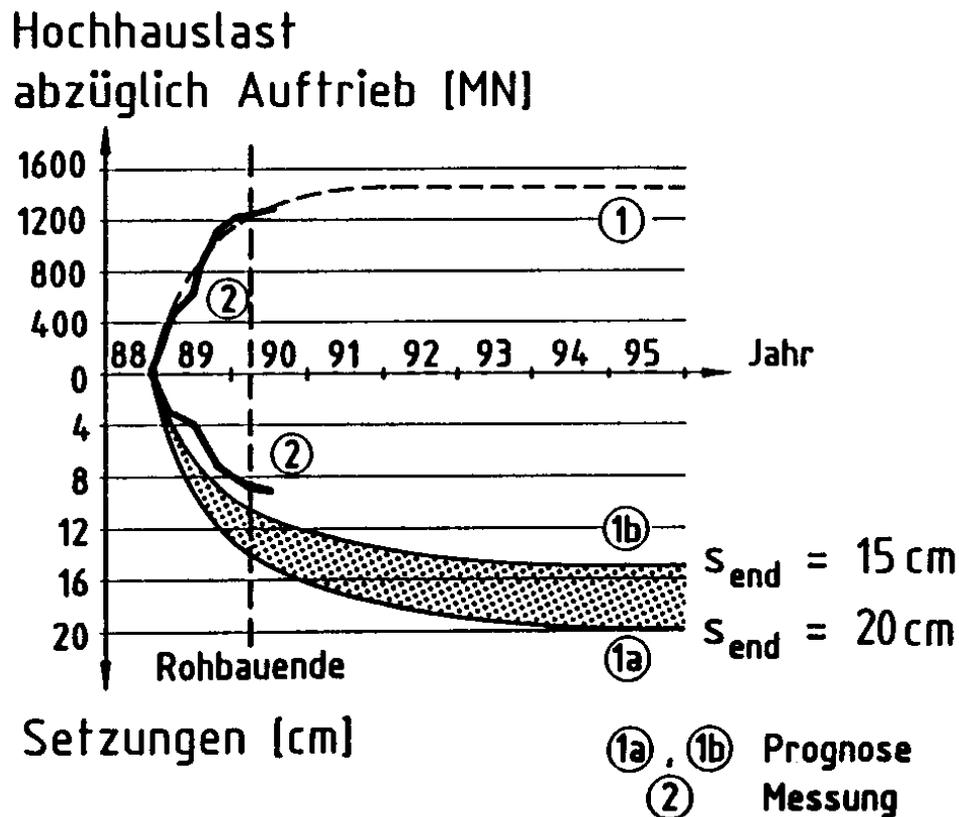


Bild 1.42 Prognose und Messung

In der Tabelle 1.3 werden die Gesamtpfahllasten des inneren, mittleren und äußeren Ringes nach dem Zentrifugenmodell von *Thaher* (1991) mit den gemessenen Gesamtpfahllasten nach der Fertigstellung des strukturellen Rahmens von *Sommer/ Tamaro/ De Benedittis* (1991) verglichen.

Der Tragwirkungskoeffizient der Pfahl-Plattengründung des *Messturmes* beträgt 40% nach dem Zentrifugenmodell von *Thaher* (1991).

Tabelle 1.3 Pfahllast nach dem Zentrifugen-Modell und die gemessenen Ergebnisse

Pfahlring	Gesamtpfahllast aus Zentrifugen-Modell [MN]	Gemessene Gesamtpfahllast [MN]
innerer Ring	14	11
mittlerer Ring	13	13
äußerer Ring	10	10

1.8.6 Diskussion der Ergebnisse

Aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1.8.6.1 Spannungstrapezverfahren

- Wegen der Symmetrie des Systems liefert das Spannungstrapezverfahren an jedem Pfahl die gleiche Pfahllast (Bild 1.23).
- Beim Spannungstrapezverfahren gibt es keine Interaktion zwischen dem Boden und der Platte oder den Pfählen. Deshalb können die Setzungen mit diesem Verfahren nicht abgeschätzt werden.
- Nur die Momente können berechnet werden. Das Spannungstrapezverfahren ist für solche komplizierten Systeme ungeeignet. Man kann das Verfahren nur für eine kleine Fundamentplatte mit Pfählen verwenden, wobei die Platte nicht direkt auf dem Boden liegt.
- Der Tragwirkungskoeffizient ist beim Spannungstrapezverfahren immer 100%. Dieser Wert ist auf jeden Fall inkorrekt für eine Pfahl-Plattengründung. Es erfolgt bei diesem Verfahren keine Berücksichtigung der Interaktion zwischen Boden, Platte und Pfählen. Beim *Messturm* beträgt die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizienten beim Spannungstrapezverfahren und der Messung 60%. Deshalb ist der errechnete Tragwirkungskoeffizient nach diesem Verfahren unrealistisch für ein solches System.

1.8.6.2 Bettungsmodulverfahren

- Das Bettungsmodulverfahren liefert die Setzungen als kreisförmige Isolinien (Bild 1.5 bis Bild 1.7). Die Setzungen nehmen nach außen hin zu, d.h. die maximale Setzung ist an den Ecken.
- Die nichtlineare Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) liefert größere Setzungen unter allen Knoten der Platte als die lineare Berechnung (*LPR*), wie im Bild 1.5 bis Bild 1.7 dargestellt.
- Das Bettungsmodulverfahren hat die kleinsten Sohldrücke verglichen mit dem Steifemodulverfahren (Bild 1.14 bis Bild 1.16).
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 1.2.
- Die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizient nach der linearen Berechnung und der nichtlinearen Berechnung ist 22% für *NPRH* und 43% für *NPRD*.
- Die Setzungen und der Tragwirkungskoeffizient der nichtlinearen Berechnung *NPRD* liegen innerhalb des empirisch gemessenen Bereichs.

1.8.6.3 Steifemodulverfahren

- Das Steifemodulverfahren für die elastische Platte bei *LPR* und *NPRH* liefert die größte Setzung in der Mitte (Bild 1.8 und Bild 1.9), wobei die Setzungen bei *NPRD* nach außen hin langsamer zunehmen (Bild 1.10). Hier ist die maximale Setzung an der Ecke, jedoch ist sie mit 9.21 [cm] kleiner als die max. Setzung von 9.34 [cm] nach *LPR*.
- Das Steifemodulverfahren für die starre Platte liefert eine gleichmäßige Setzung über die Platte (Bild 1.11 bis Bild 1.13). Die Setzungen der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind größer als die Setzungen der linearen Berechnung (*LPR*).
- Wegen der großen Dicke der Platte ist die Differenz zwischen der maximalen und der minimalen Setzung beim Steifemodulverfahren für die elastische Platte sehr klein (Tabelle 1.2).
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische und für die starre Platte nehmen die Sohldrücke nach außen hin zu und erreichen an den Ecken den maximalen Sohldruck. Die nichtlinearen Verfahren liefern größere Sohldrücke (Bild 1.17 bis Bild 1.22).
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*).
- Die Setzungen und der Tragwirkungskoeffizient bei der nichtlinearen Berechnung *NPRD* beim Steifemodulverfahren für die starre Platte liegen innerhalb des empirisch gemessenen Bereichs.

Allgemein kann man aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren folgende Schlussfolgerung ziehen:

- Die Setzungen sind bei den nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) unter allen Knoten der Platte größer als bei den linearen Berechnungen (*LPR*), Bild 1.33.
- Das Steifemodulverfahren für die elastische Platte liefert die kleinsten Pfahllasten unabhängig von der Position der Pfähle (äußerer, mittlerer und innerer Ring). Generell liefert das Bettungsmodulverfahren die größten Pfahllasten.
- Pfahllasten, Tragwirkungskoeffizienten, Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand bei nichtlinearen Berechnungen (*NPRD*) für alle Verfahren sind fast gleich (Bild 1.34 bis Bild 1.39). Dies bedeutet, dass die Beziehung Setzung - Last des Pfahles nach DIN 4014 einen großen Einfluss auf die Eigensetzung und die Pfahllast hat. Aus diesem Grund liefern das Bettungsmodulverfahren (*NPRD*) und das Steifemodulverfahren für die starre Platte (*NPRD*) ähnliche Ergebnisse.

1.8.7 Schlussfolgerungen

Der *Messturm* weist 60 Geschosse auf, die auf einer Platte mit einer Dicke von 6 [m] in der Mitte und 3 [m] an den Rändern gegründet ist. Die Platte gilt als starr. Betrachtet man die Ergebnisse, sieht man die gute Übereinstimmung des „Steifemodulverfahrens für die starre Platte“ mit den vorhandenen Ergebnissen und Messungen. *NPRD* liefert eine Setzung von 17.51 [cm], während *NPRH* eine Setzung von 14.04 [cm] ergibt. Der Tragwirkungskoeffizient der KPP bei *NPRD* ist 41% und bei *NPRH* 53%. Hier liefert das Bettungsmodulverfahren Ergebnisse, die sich den vorhandenen Ergebnissen nähern. Aber es handelt sich hier eher um einen Zufall. Das Bettungsmodulverfahren ist nicht maßgebend.

Untersuchungsfall 2

**Pfahl-Plattengründung
des *Torhauses* in Frankfurt**

Inhalt	Seite
Untersuchungsfall 2: Pfahl-Plattengründung des <i>Torhauses</i> in Frankfurt	C2- 3
2.1 Allgemeines	3
2.2 FE-Netz	5
2.3 Pfahl- und Plattenmaterial	6
2.4 Bodenkennwerte	6
2.5 Lastdaten	8
2.6 Berechnungsverfahren	9
2.7 Ergebnisse	9
2.7.1 Setzungen	10
2.7.2 Sohldrücke	14
2.7.3 Pfahllasten	17
2.7.4 Tabellarische Darstellung	22
2.8 Auswertung	22
2.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen	23
2.8.2 Darstellung der Pfahllasten	23
2.8.3 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten	26
2.8.4 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand	27
2.8.5 Messungen und andere Ergebnisse	27
2.8.6 Diskussion der Ergebnisse	32
2.8.7 Schlussfolgerungen	34

Untersuchungsfall 2: Pfahl-Plattengründung des *Torhauses* in Frankfurt**2.1 Allgemeines**

Das *Torhaus* befindet sich in Frankfurt/ Main in Deutschland und teilt das Messegelände in einen östlichen und einen westlichen Geländeteil, Bild 2.1. Das Haus wurde zwischen 1983 und 1986 gebaut und stellt das erste Gebäude in Deutschland dar, das mit einer Pfahl-Plattengründung ausgestattet ist. Das Gebäude hat eine Höhe von 130 [m]. Mit Benutzung der installierten Instrumente in diesem Fundament wurde ein Messprogramm etabliert, um das Verhalten des Gebäudes zu überwachen. Weil diese Instrumente die Setzungen der Platte, Sohlrücke auf der Platte und Lasten auf den Pfählen notieren, war das Gebäude eine gute Chance für viele Autoren, um ihre Berechnungsverfahren zu überprüfen. Seit das *Torhaus* gebaut wurde, haben viele Autoren sein Verhalten untersucht. Einige von ihnen sind *Sommer et al.* (1985), *Sommer* (1989) und *Reul/ Randolph* (2003).



Bild 2.1 *Torhaus* nach http://www.fussballportal.de/images/wm/fra_torhaus.jpg

Bild 2.2 zeigt eine Abbildung des *Torhauses* mit der Pfahlplatte. Das Gebäude hat keine Untergeschosse. Die Gründung besteht aus zwei getrennten rechteckigen Pfahl-Plattengründungen, jeweils mit den Abmessungen 17.5 [m] und 24.5 [m], wie im Bild 2.3 gezeigt. Der Abstand zwischen den beiden Platten beträgt 10 [m]. Die Gründungstiefe beträgt 3 [m] unter Geländeoberfläche. Die Gesamtlast je Platte beträgt 200 [MN]. Die Dicke der Platten beträgt 2.5 [m]. Insgesamt wurden unter jeder Platte 42 Bohrpfähle mit einer Länge von $l = 20$ [m] und einem Durchmesser von $D = 0.9$ [m] verwendet. Der Abstand zwischen den einzelnen Pfählen variiert zwischen $3.5 D$ und $3.0 D$ ($D =$ Durchmesser des Pfahles).

Pfahl-Plattengründung des *Torhauses*

Das Haus wurde in der Zeit von 1983 bis 1986 gebaut. Im Jahr 1988 betrug die gemessene max. Setzung in der Mitte der Platte 12 [cm] nach *Sommer* (1989). Wenn das *Torhaus* auf nur einer Platte stehen würde, wäre die zu erwartende Setzung 26 [cm], basierend auf einer geotechnischen Untersuchung nach *Sommer et al.* (1985). Deshalb wurde eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung geplant, um die Setzung zu reduzieren. Mit Verwendung der verfügbaren Daten und Ergebnisse des *Torhauses*, die in Details in der vorliegenden Literatur diskutiert werden, wird die Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im Programm *ELPLA* untersucht und überprüft.

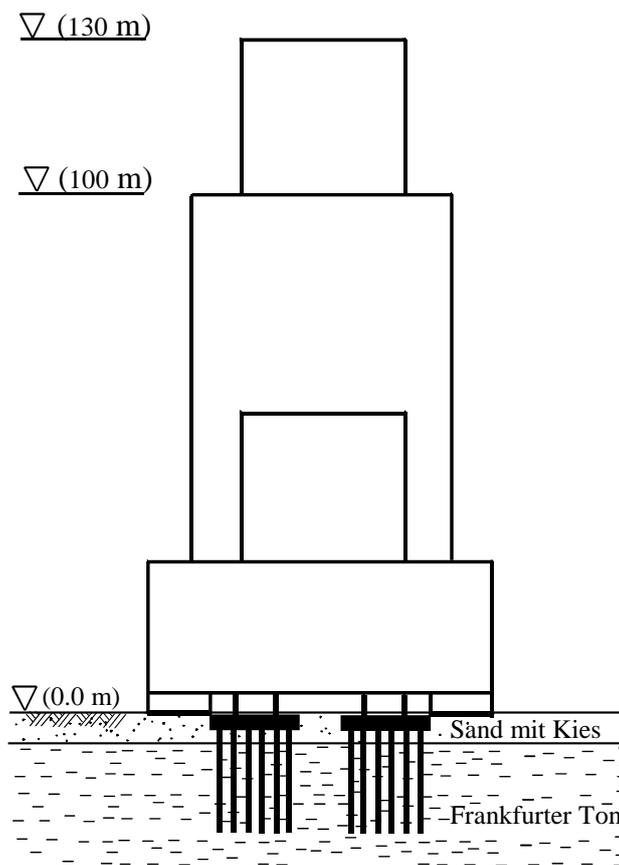
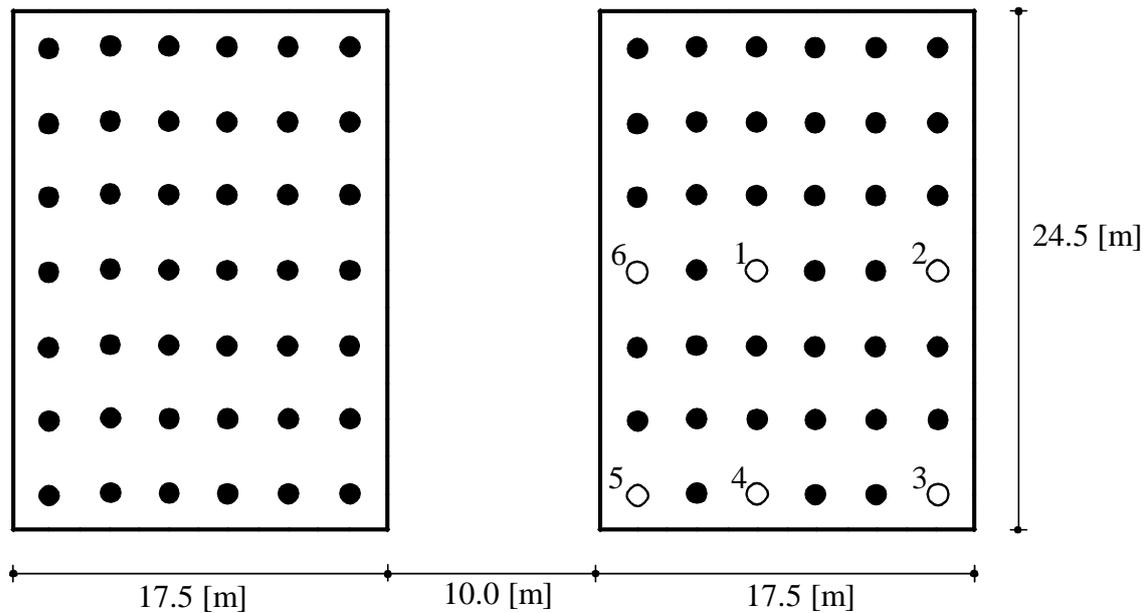


Bild 2.2 Abbildung des *Torhauses* mit der Pfahlplatte

Bild 2.3 Pfahlplatte des *Torhauses* mit Pfählen

2.2 FE-Netz

Das System der kombinierten Pfahl-Plattengründung das zu berechnen ist, besteht aus zwei identischen Platten ($17.5 \text{ [m]} * 24.5 \text{ [m]}$), die sich in einem Abstand von 10 [m] befinden. Die Platte wird in rechteckige Elemente unterteilt, wie im Bild 2.4 gezeigt. Elementgrößen in x -Richtung für die Einzelplatte sind $1.75 + 10 * 1.4 + 1.75 = 17.5 \text{ [m]}$, während die Elementgrößen in y -Richtung $14 * 1.75 = 24.5 \text{ [m]}$ sind. Ebenso werden die Pfähle in Linienelemente mit 2.0 [m] Länge unterteilt.

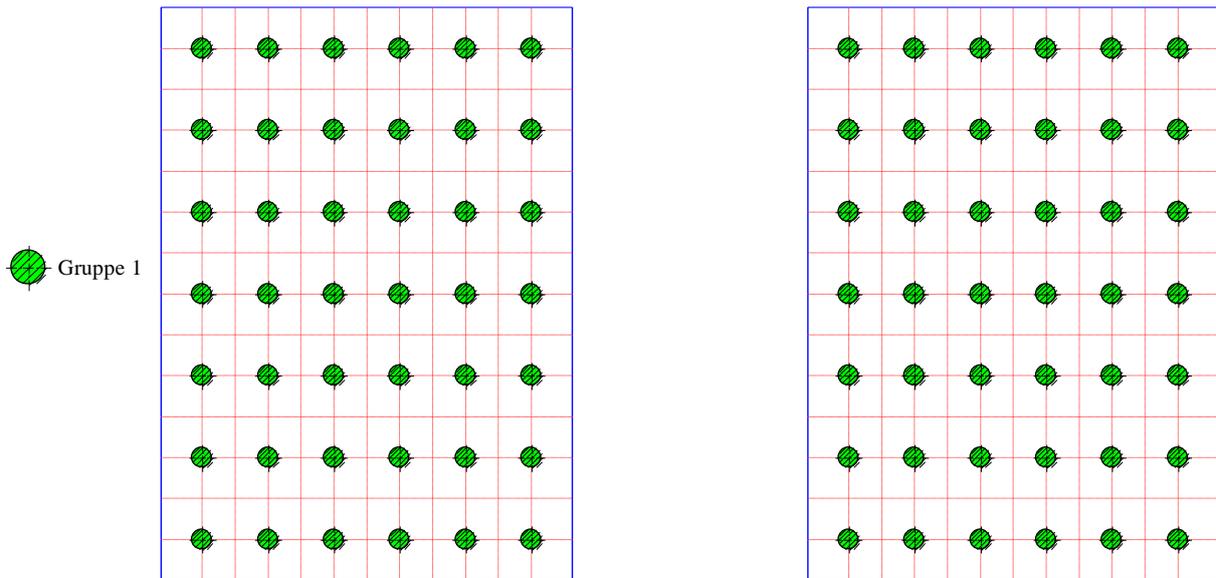


Bild 2.4 FE-Netz der Pfahlplatten mit Pfählen

2.3 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wurde mit 2.5 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser von 0.9 [m] und der Länge von 20 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 34\ 000$	[MN/m ²]
Poissonzahl	$\nu_p = 0.2$	[-]
Wichte	$\gamma_b = 25$	[kN/m ³]

Für die Pfähle gilt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 23\ 500$	[MN/m ²]
Wichte	$\gamma_b = 25$	[kN/m ³]

2.4 Bodenkennwerte

Der Baugrund besteht aus Kies und Sand bis zu einer Tiefe von 5.5 [m] unter der Oberfläche, darunter befindet sich der Frankfurter Ton bis in große Tiefe. Die verwendeten Eigenschaften des Bodens bei der Berechnung des *Torhauses* können wie folgt beschrieben werden:

Steifemodul

Der Elastizitätsmodul der Sand-/ Kiesschicht unter der Platte nach *Reul/ Randolph* (2003) ist $E = 75000$ [kN/m²]. Der Elastizitätsmodul für Wiederbelastung wurde mit $W = 3 E$ angesetzt. Laut *Amann et al.* (1975) auf Grundlage von früheren Berechnungen wird die Verteilung des Steifemoduls für die Erstbelastung des Frankfurter Tons mit der Tiefe durch folgende empirische Formel ermittelt:

$$E_s = E_{so}(1 + 0.35 z) \quad (2.1)$$

während für die Wiederbelastung gilt:

$$W_s = 70 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (2.2)$$

wobei:

E_s Steifemodul für Erstbelastung [MN/m²]

E_{so} Anfangssteifemodul, $E_{so} = 7$ [MN/m²]

z Tiefe ab Oberkante Ton [m]

W_s Steifemodul für Wiederbelastung [MN/m²]

Undrained Kohäsion

Nach *Sommer/ Katzenbach* (1990) steigt mit der Tiefe die undrained Kohäsion c_u des Frankfurter Tons von $c_u = 100$ [kN/m²] bis $c_u = 400$ [kN/m²] in 70 [m] Tiefe ab Oberkante Ton. Für die Berechnung mit *NPRD* wird die mittlere undrained Kohäsion von $c_u = 300$ [kN/m²] angenommen.

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Frankfurter Tons wird mit $\nu_s = 0.25$ [-] angesetzt.

Grenzfahllast

Russo (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180$ [kN/m²] vor, die einer undrained Kohäsion von $c_u = 200$ [kN/m²] entspricht. Um die Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion durchzuführen, wird eine Grenzmantelreibung von $\tau = 180$ [kN/m²] berücksichtigt. Somit ergibt sich eine Grenzfahllast von $Ql = 10$ [MN] wie folgt:

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 0.9 * 20 = 10179 \text{ [kN]} = 10 \text{ [MN]} \quad (2.3)$$

Die Grenzfahllast Ql ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Ql von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Ql = 1.5$ bis $2 Q_u$, wobei Q_u die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Das Grundwasser steht bei einer Tiefe von 3 [m] unter Gelände.

Bodenkennwerte

Für die Berechnung wurde der Baugrund, wie im Bohrprofil im Bild 2.5 gezeigt, mit 13 Schichten angenommen. Die gesamte Tiefe beträgt 113 [m] unter Gelände. Bild 2.5 zeigt die Bodenkennwerte für die 13 Schichten.

Pfahl-Plattengründung des *Torhauses*

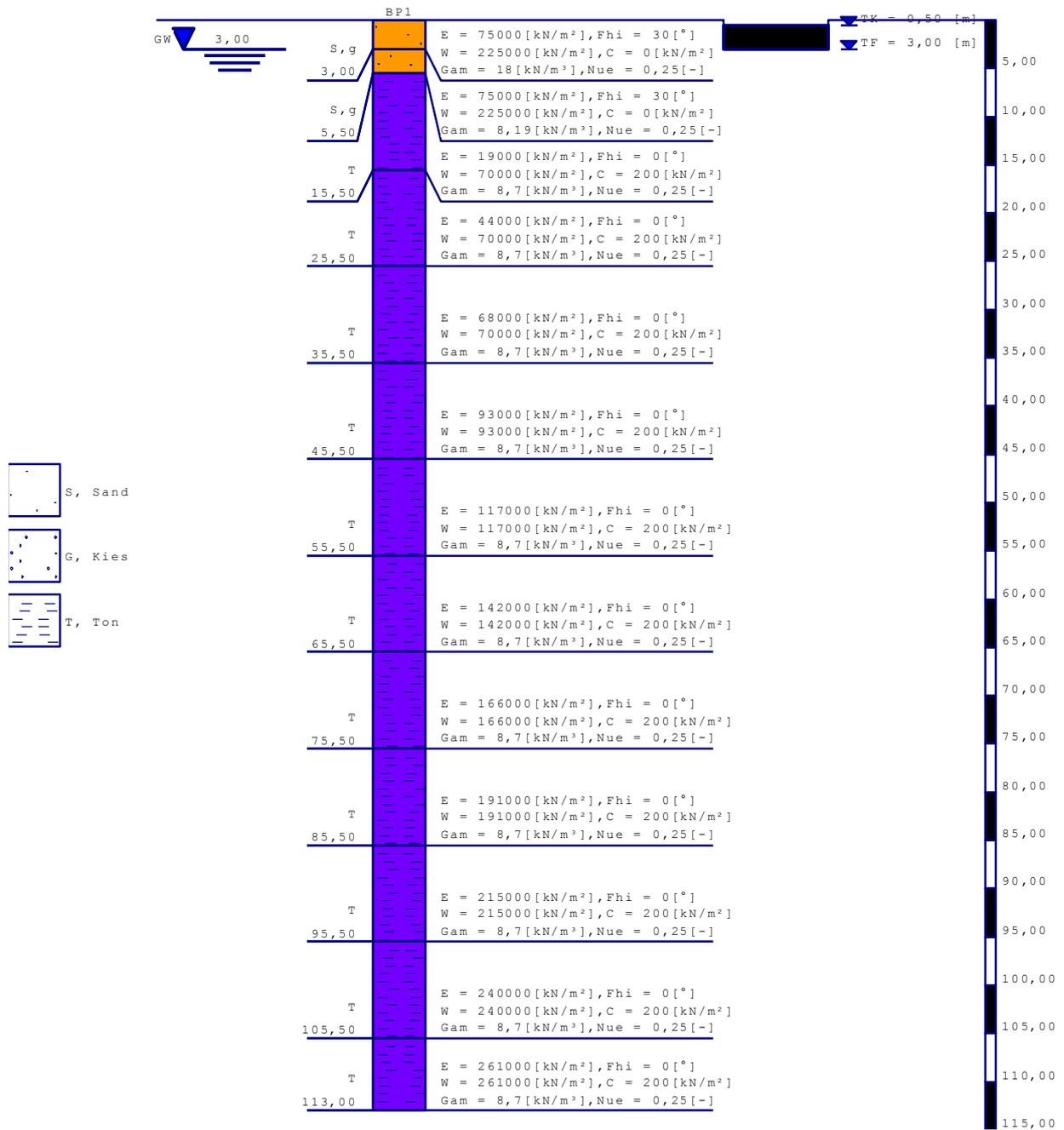


Bild 2.5 Darstellung des Bohrprofils

2.5 Lastdaten

Die gesamte vertikale Last (ausschließlich Eigengewicht von Platte und Pfählen) auf jede Gründungsplatte beträgt 200 [MN]. Die Last wird als Flächenlast von 467 [kN/m²] angesetzt.

2.6 Berechnungsverfahren

Um die Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung hinsichtlich ihrer Qualität abzuschätzen, werden insgesamt 10 Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt:

Tabelle 2.1 Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Nr.	Verfahren	Linearität der Berechnung	Bezeichnung
1	Spannungstrapezverfahren		-
2	Bettungsmodulverfahren	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
3		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
4		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>
5	Steifemodulverfahren für die elastische Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
6		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
7		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>
8	Steifemodulverfahren für die starre Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
9		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
10		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014	<i>NPRD</i>

Bedeutung der Bezeichnungen *LPR*, *NPRH* und *NPRD* in der Tabelle 2.1:

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*)
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion (*NPRH*)
- Lineare Berechnung (*LPR*)

Das Verfahren *NPRD* wurde von *El Gendy et al.* (2006) entwickelt, während die Verfahren *NPRH* und *LPR* von *El Gendy* (2007a) entwickelt wurden.

Die Ergebnisse der Berechnungen nach Tabelle 2.1 werden mit den anderen Verfahren, die nicht mit *ELPLA* berechnet wurden, und den Messungen verglichen, d.h. die Ergebnisse vergleichend gegenüber gestellt.

2.7 Ergebnisse

Die Isolinien der Setzungen für die verschiedenen Berechnungen sind als isometrische Darstellungen im Bild 2.6 bis Bild 2.14 gezeigt. Die isometrischen Darstellungen der Sohldrücke werden im Bild 2.15 bis Bild 2.23 gezeigt. Pfahllasten werden als Kreisdiagramme im Bild 2.24 bis Bild 2.33 abgebildet.

2.7.1 Setzungen

2.7.1.1 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Bettungsmodulverfahren

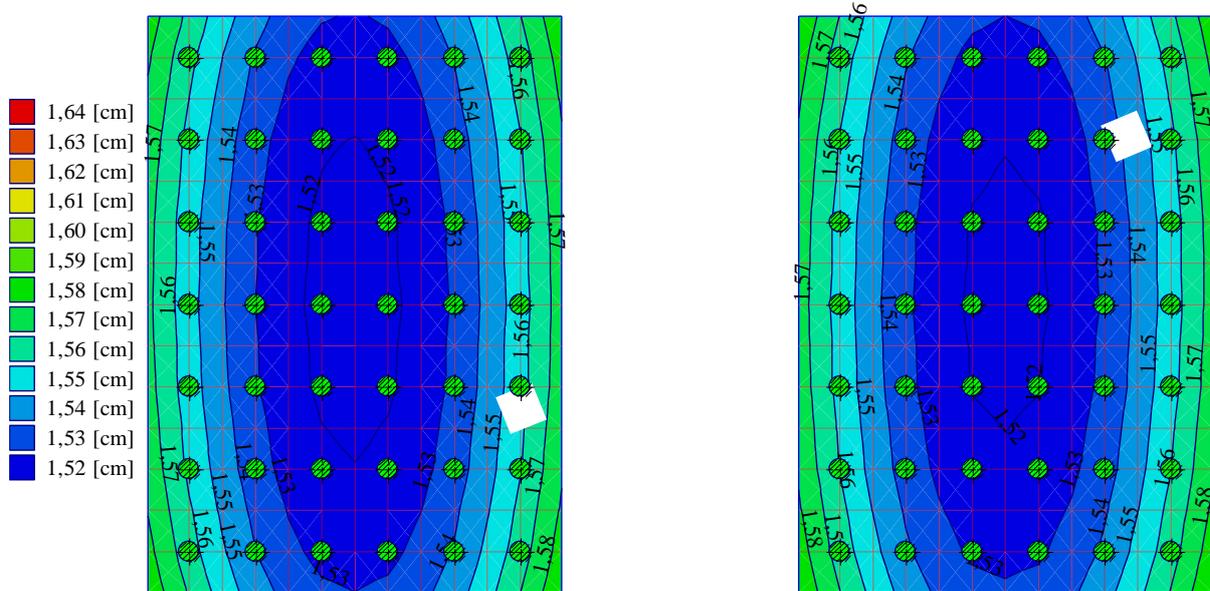


Bild 2.6 Setzungen [cm] - *LPR* - Max. $s = 1.59$ [cm], Min. $s = 1.52$ [cm]

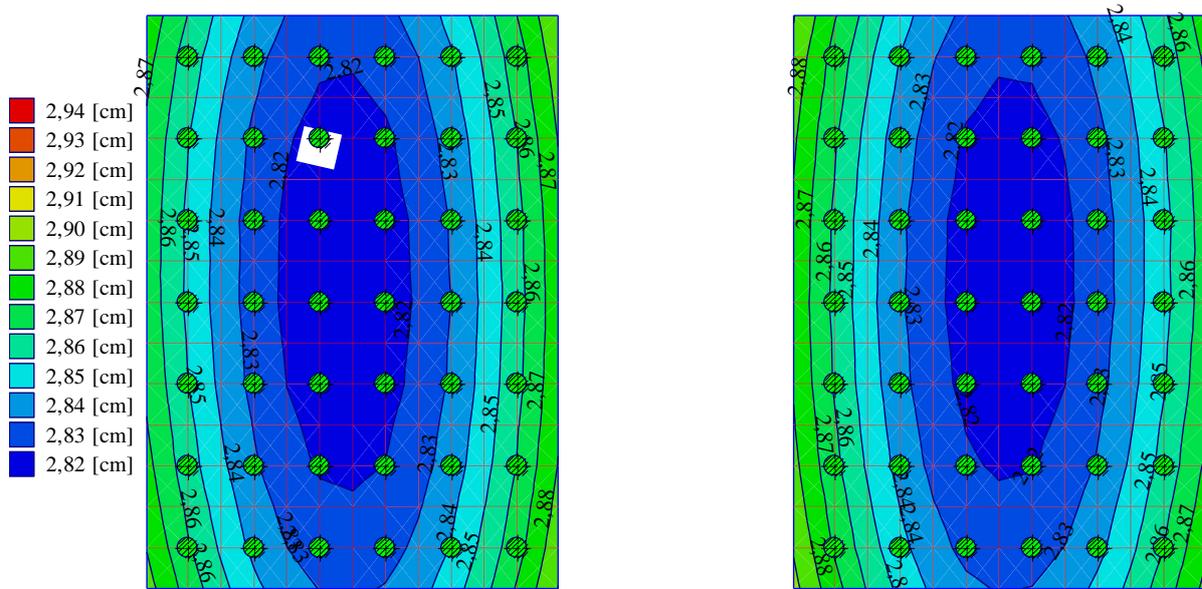


Bild 2.7 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 2.89$ [cm], Min. $s = 2.81$ [cm]

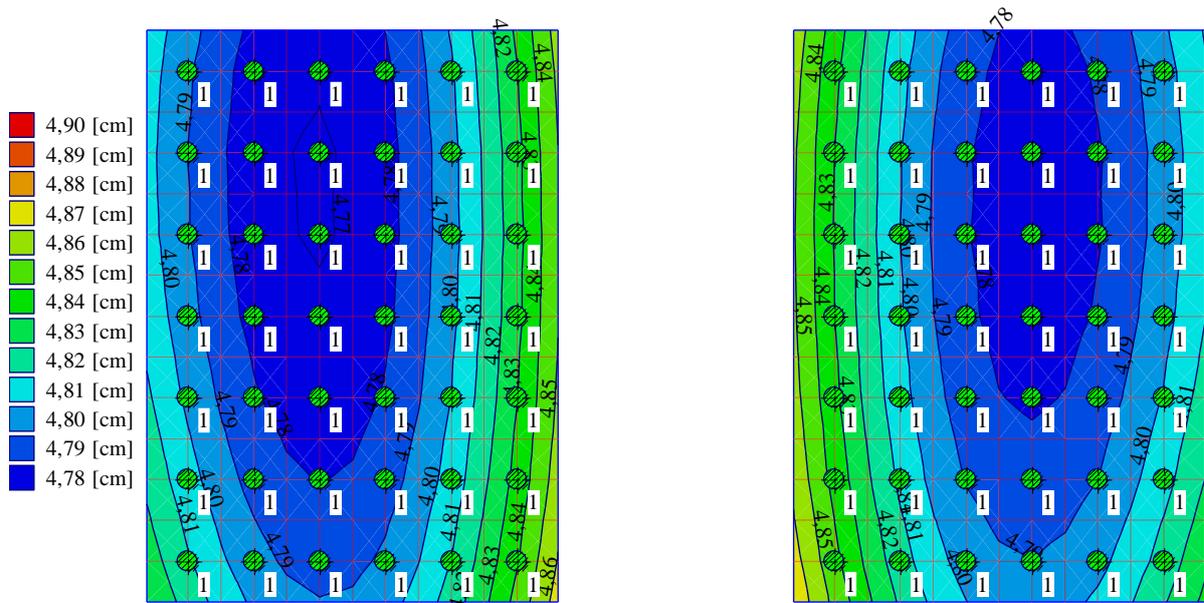


Bild 2.8 Setzungen [cm] - NPRD - Max. $s = 4.87$ [cm], Min. $s = 4.77$ [cm]

2.7.1.2 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

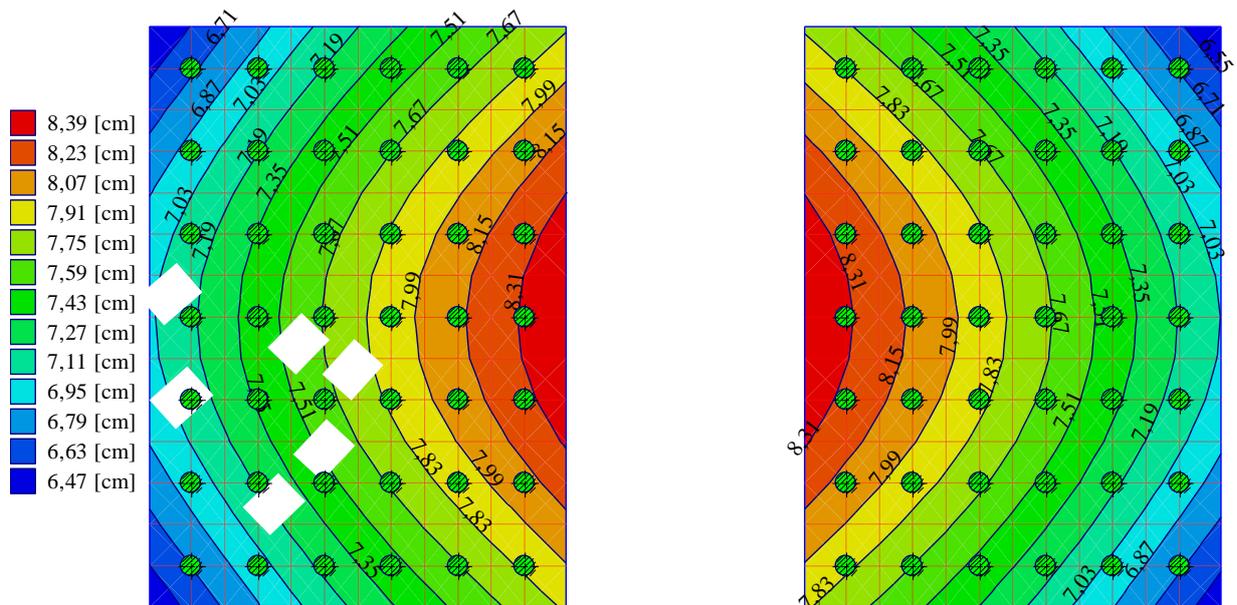


Bild 2.9 Setzungen [cm] - LPR - Max. $s = 8.47$ [cm], Min. $s = 6.39$ [cm]

Pfahl-Plattengründung des Torhauses

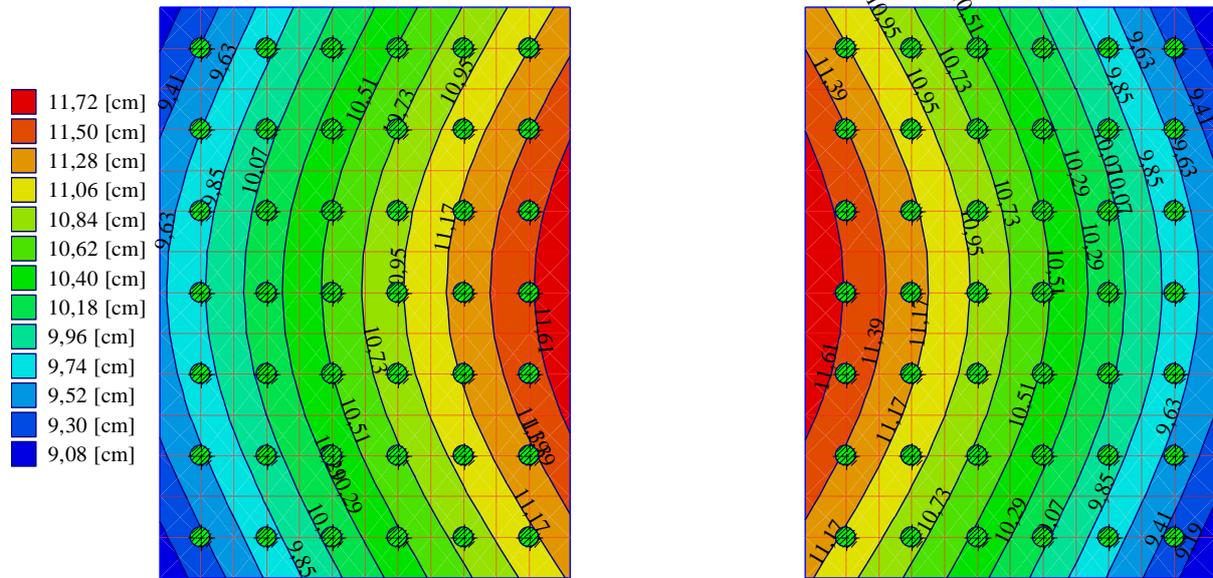


Bild 2.10 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 11.81$ [cm], Min. $s = 8.97$ [cm]

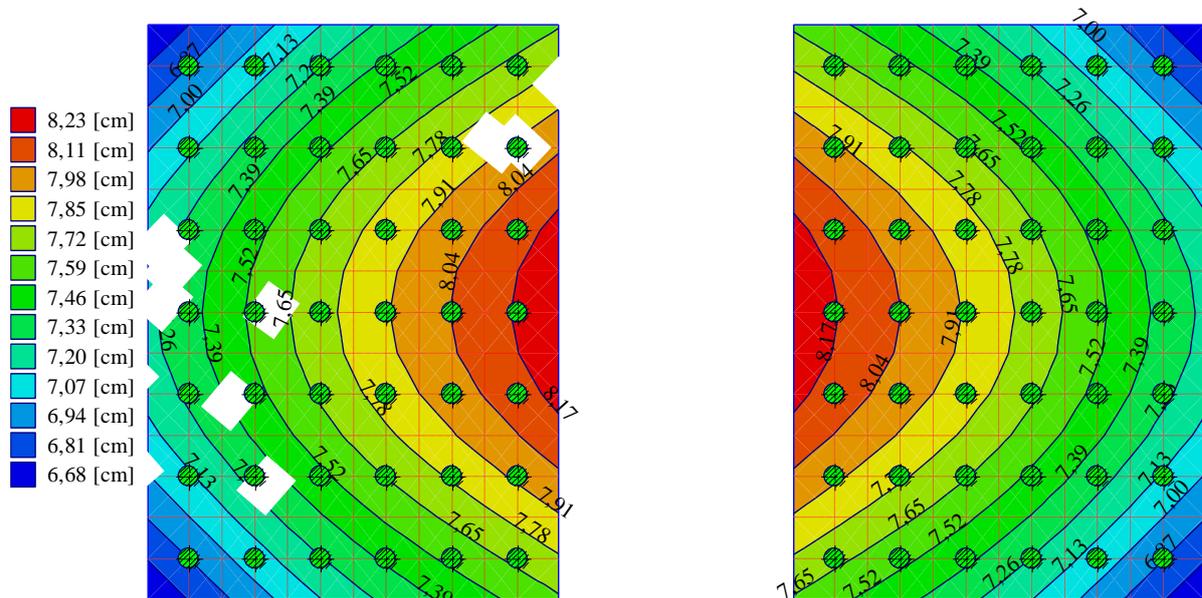


Bild 2.11 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 8.28$ [cm], Min. $s = 6.61$ [cm]

2.7.1.3 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

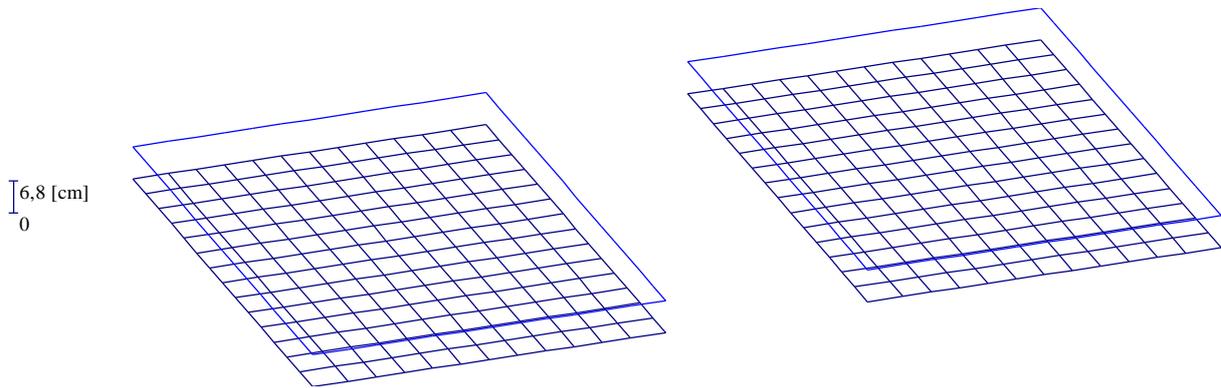


Bild 2.12 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 680$ [cm]

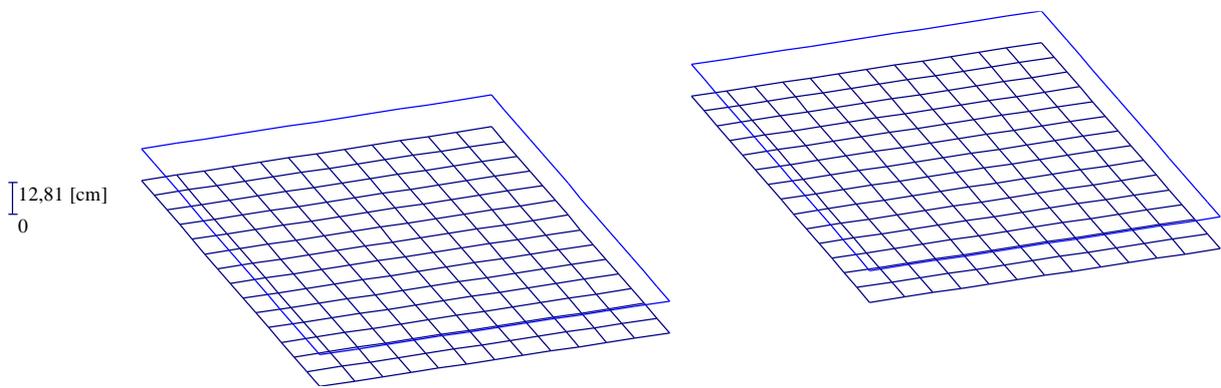


Bild 2.13 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 12.81$ [cm]

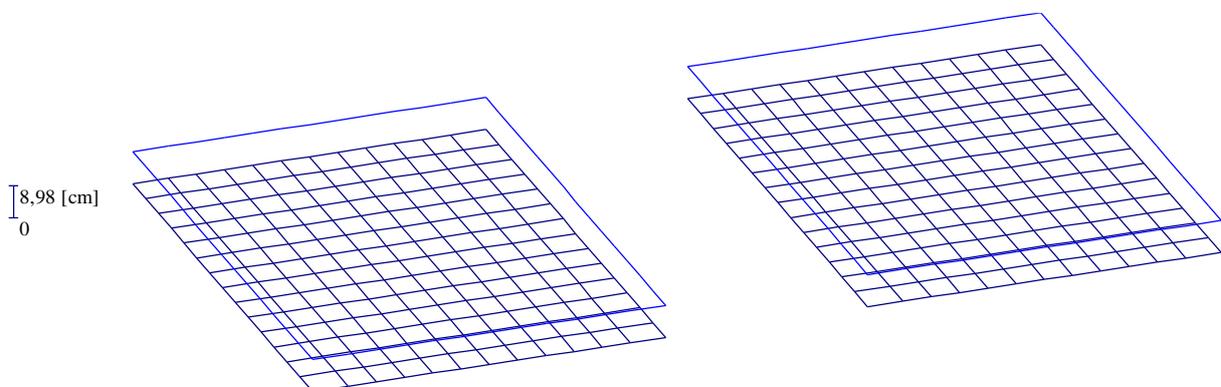


Bild 2.14 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = 8.98$ [cm]

2.7.2 Sohlrücke

2.7.2.1 Sohlrücke nach dem Bettungsmodulverfahren

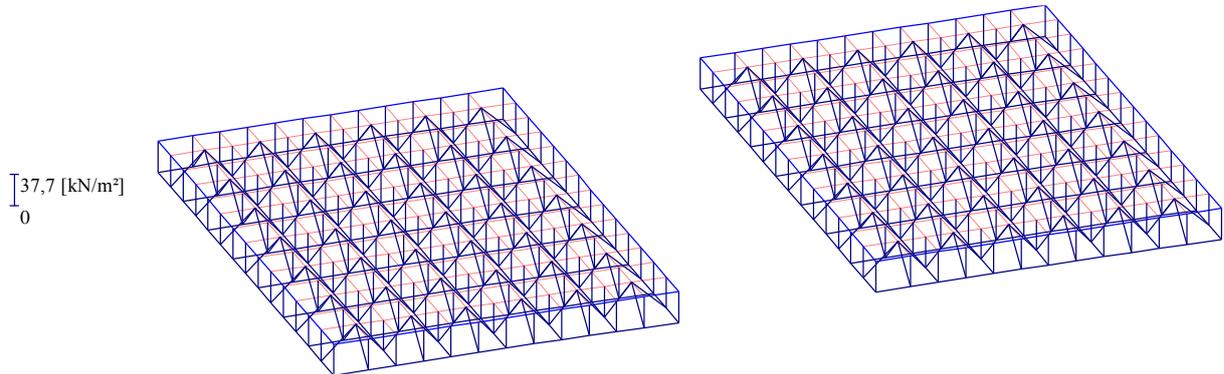


Bild 2.15 Sohlrücke [kN/m²] - LPR

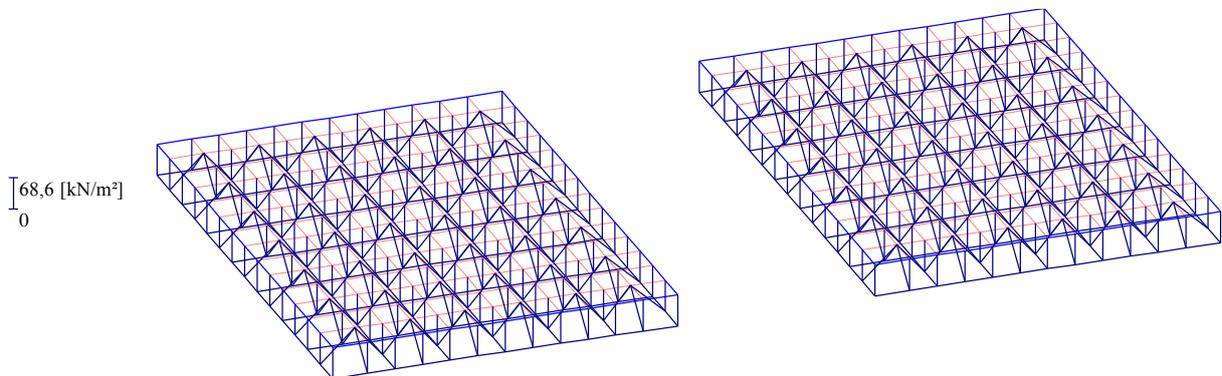


Bild 2.16 Sohlrücke [kN/m²] - NPRH

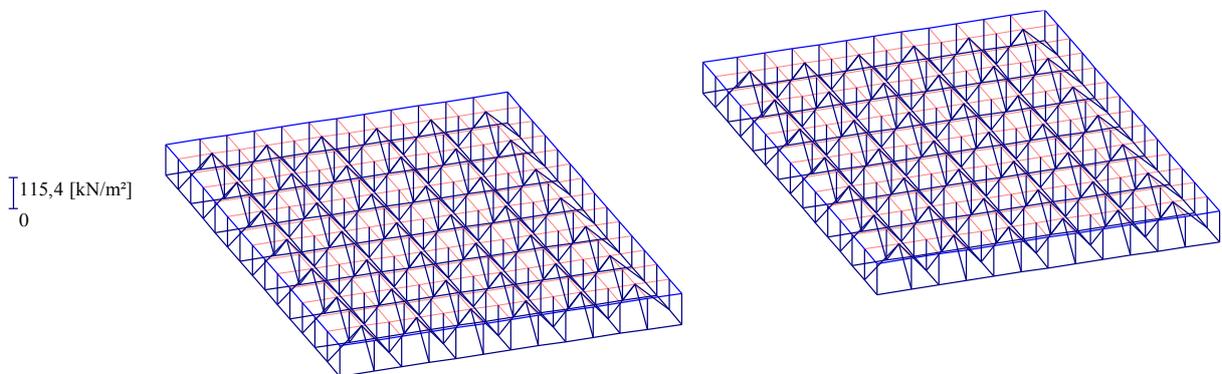


Bild 2.17 Sohlrücke [kN/m²] - NPRD

2.7.2.2 Sohlrücke nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

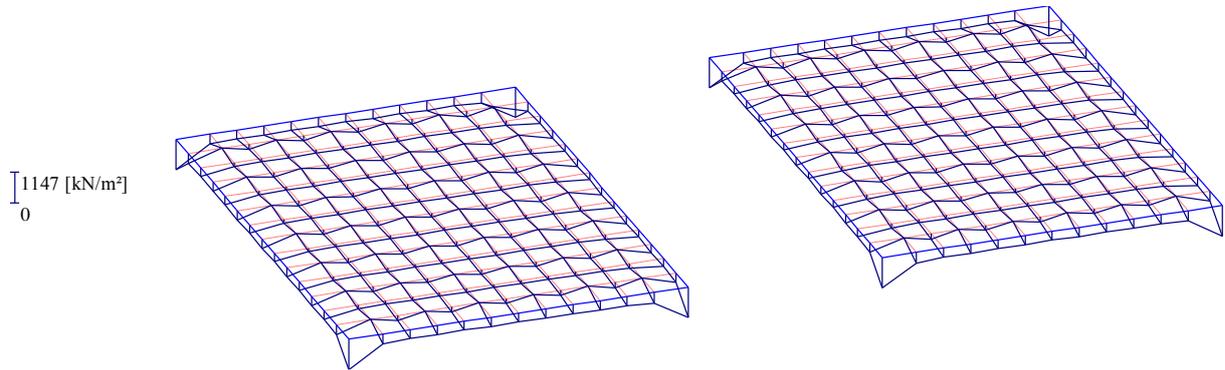


Bild 2.18 Sohlrücke [kN/m²] – LPR

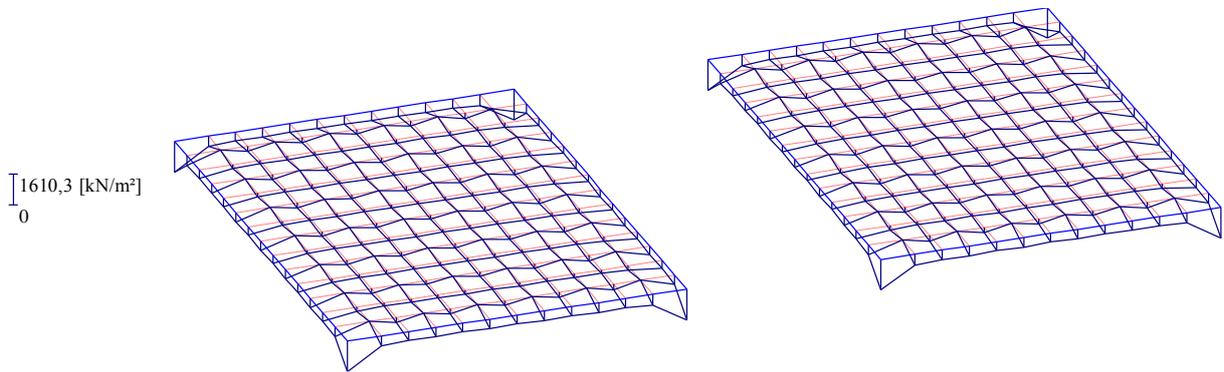


Bild 2.19 Sohlrücke [kN/m²] – NPRH

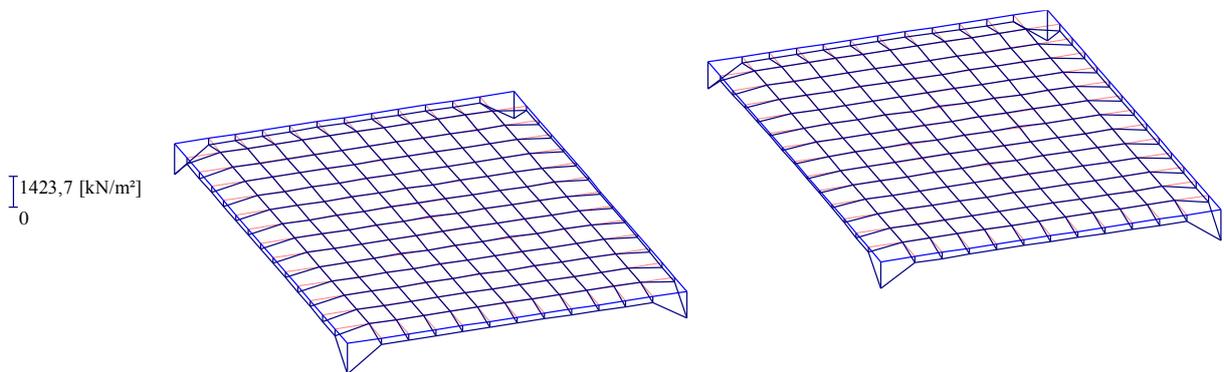


Bild 2.20 Sohlrücke [kN/m²] – NPRD

2.7.2.3 Sohlrücke nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

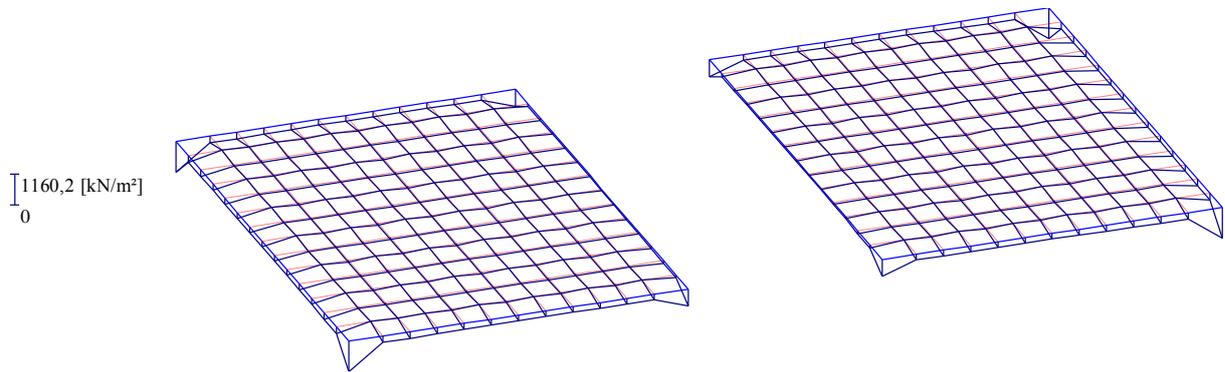


Bild 2.21 Sohlrücke [kN/m²] – *LPR*

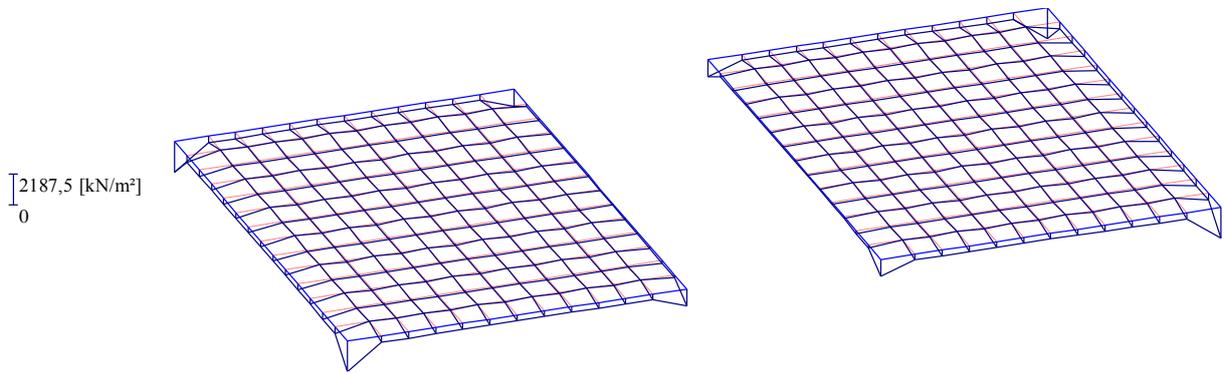


Bild 2.22 Sohlrücke [kN/m²] – *NPRH*

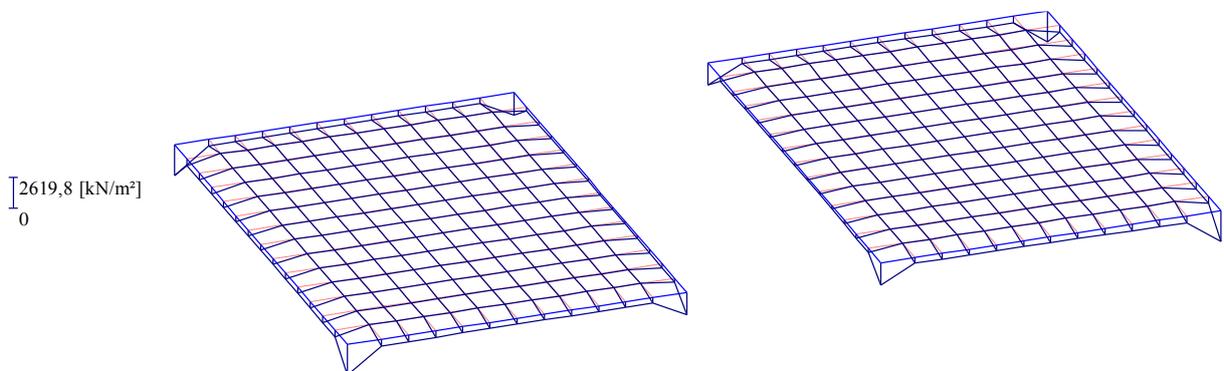


Bild 2.23 Sohlrücke [kN/m²] - *NPRD*

2.7.3 Pfahllasten

2.7.3.1 Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren

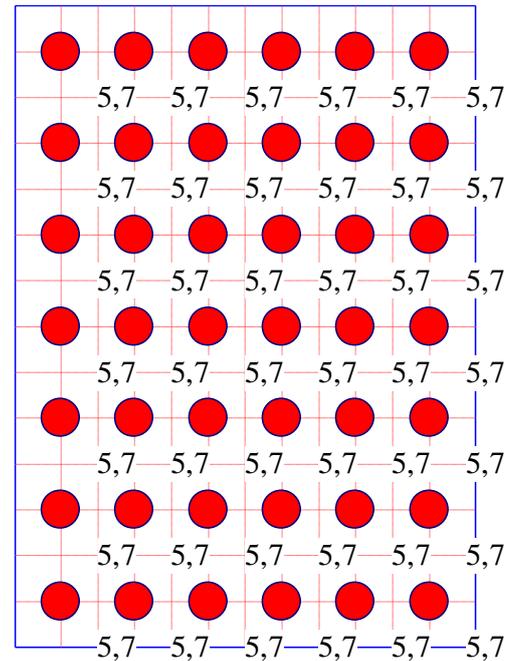
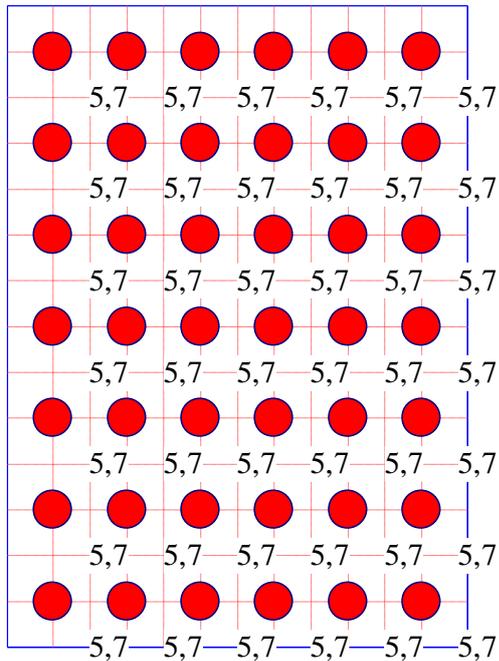


Bild 2.24 Pfahllasten Ph [MN]

2.7.3.2 Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren

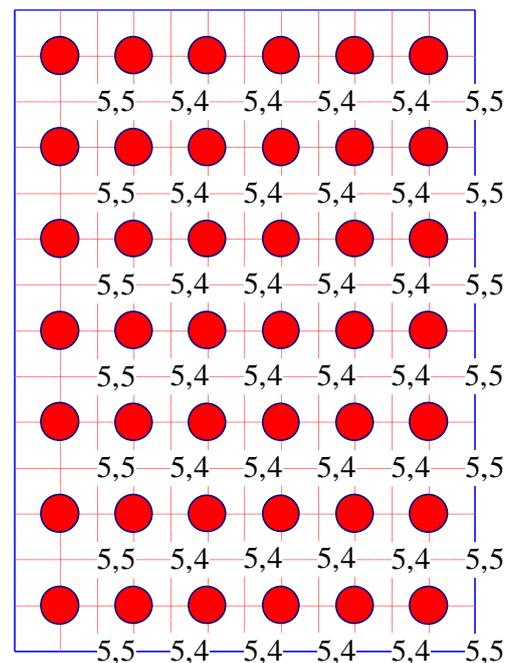
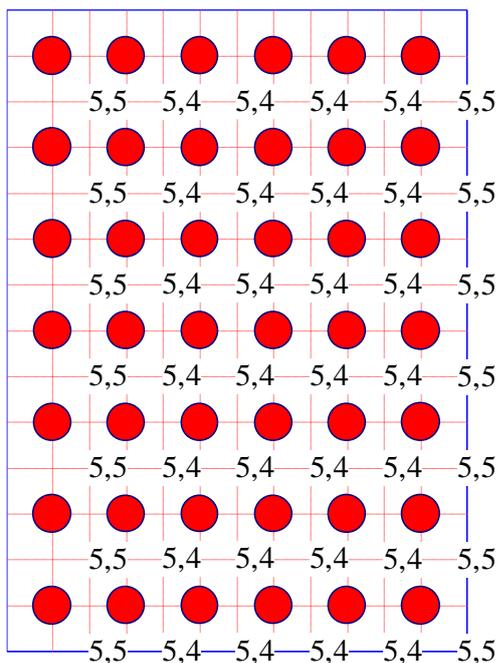


Bild 2.25 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

Pfahl-Plattengründung des *Torhauses*

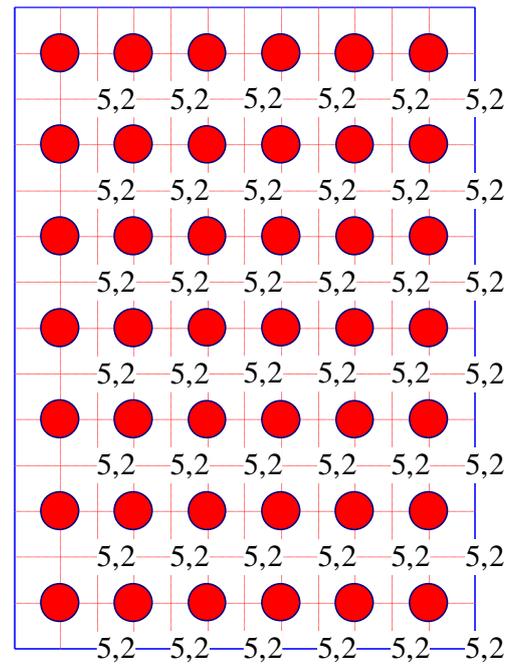
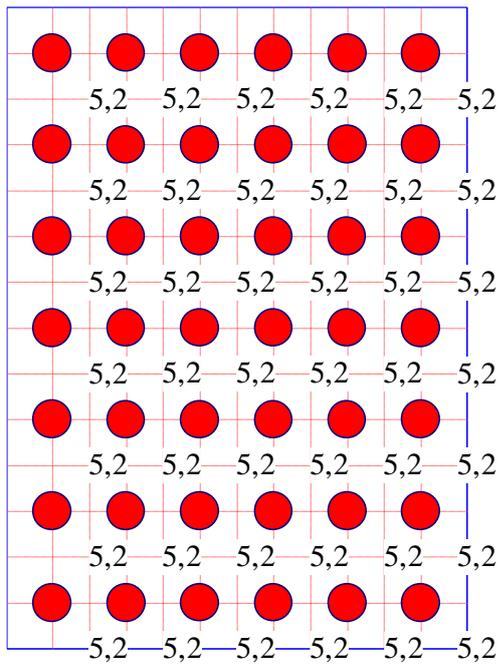


Bild 2.26 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRH*

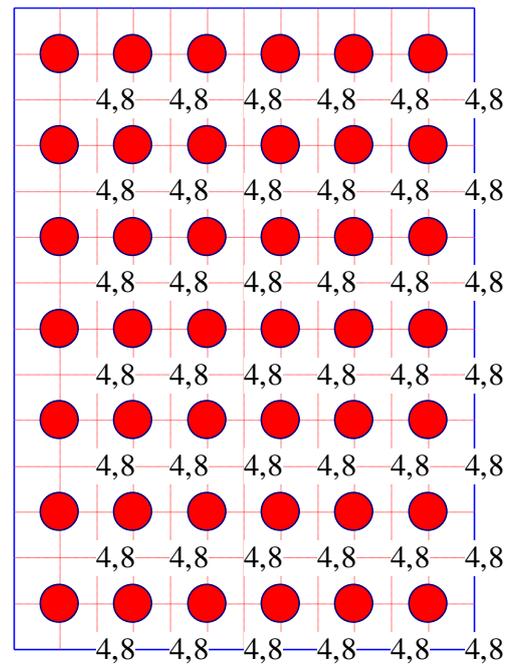
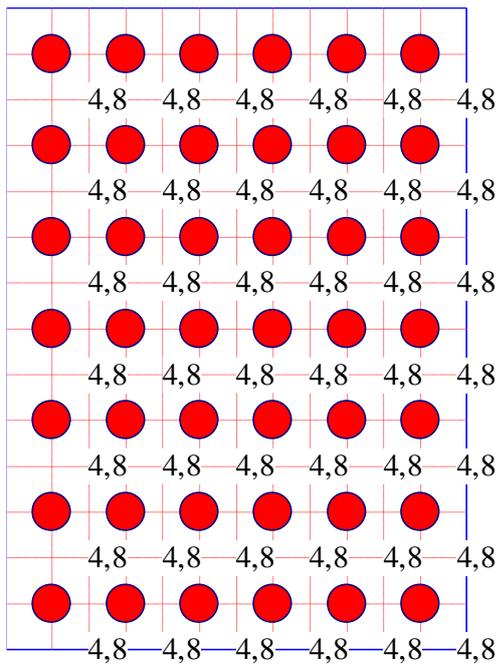


Bild 2.27 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRD*

2.7.3.3 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

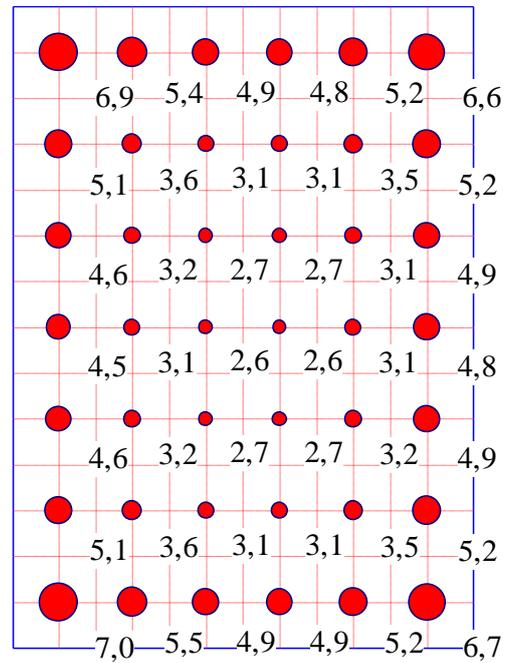
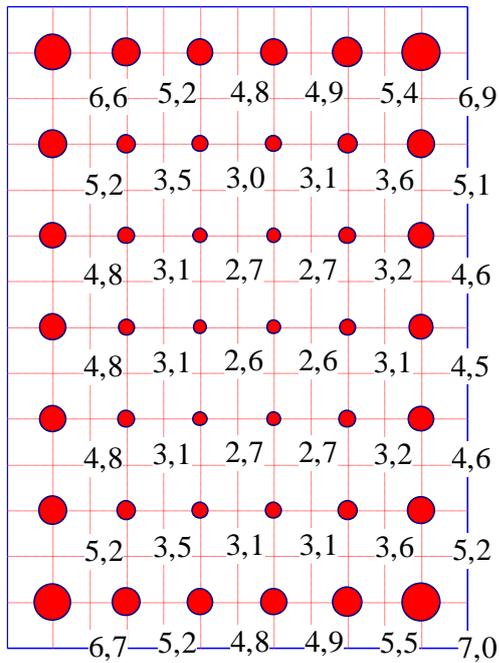


Bild 2.28 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

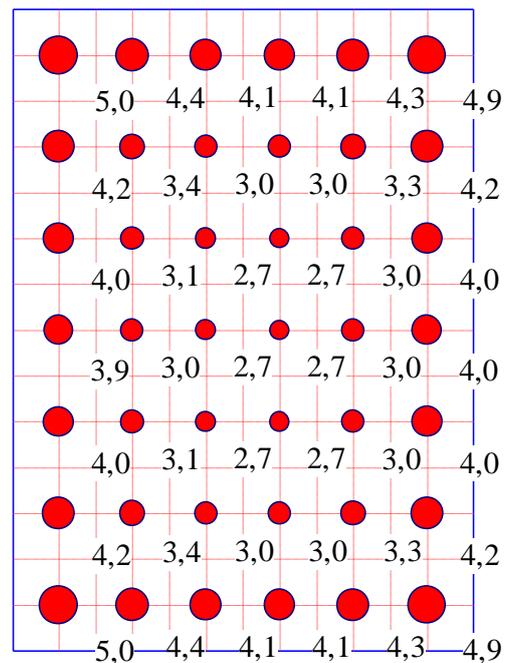
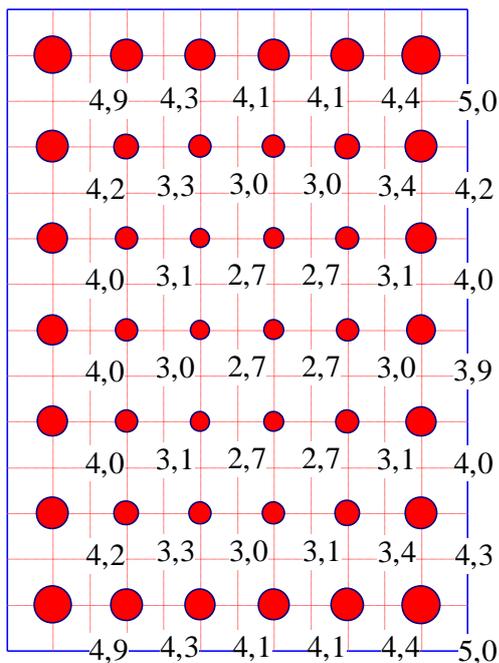


Bild 2.29 Pfahllasten Ph [MN] - NPRH

Pfahl-Plattengründung des *Torhauses*

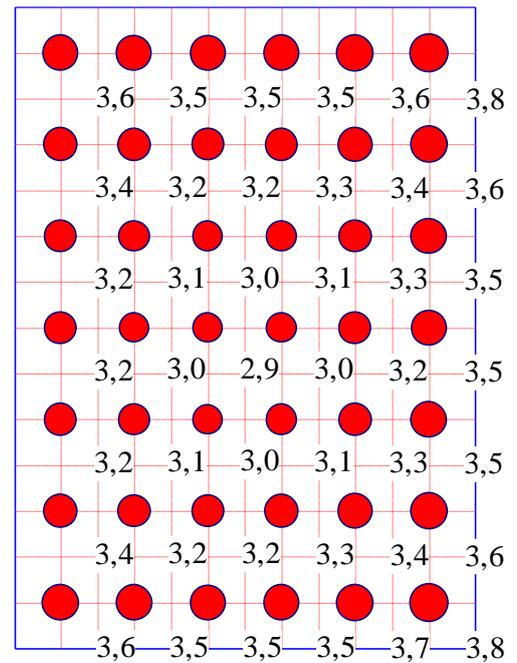
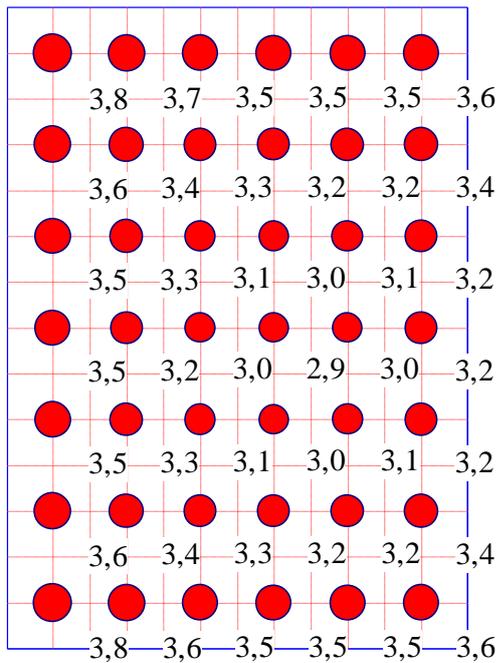


Bild 2.30 Pfahllasten P_h [MN] - NPRD

2.7.3.4 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

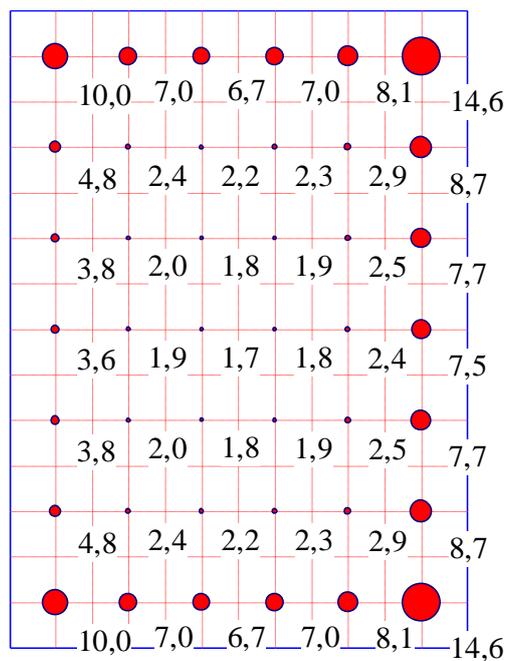
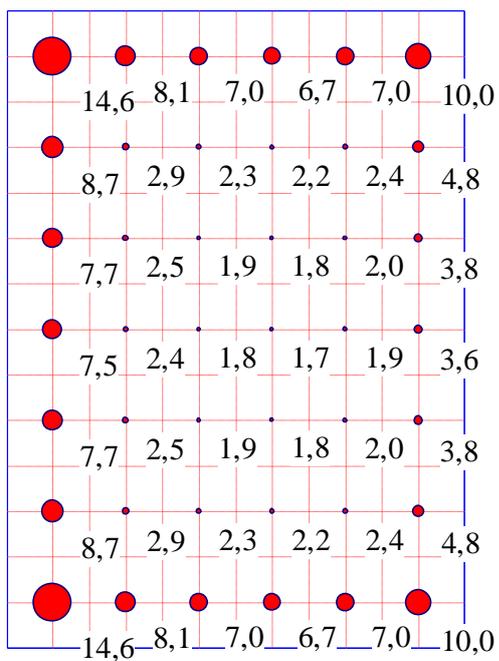


Bild 2.31 Pfahllasten P_h [MN] - LPR

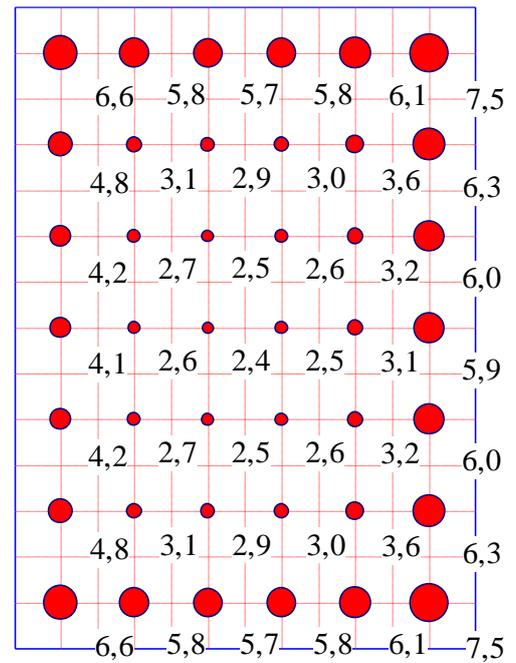
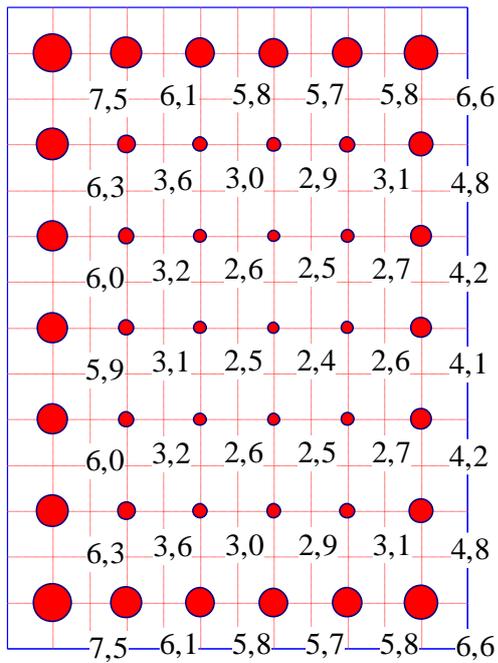


Bild 2.32 Pfahllasten Ph [MN] – NPRH

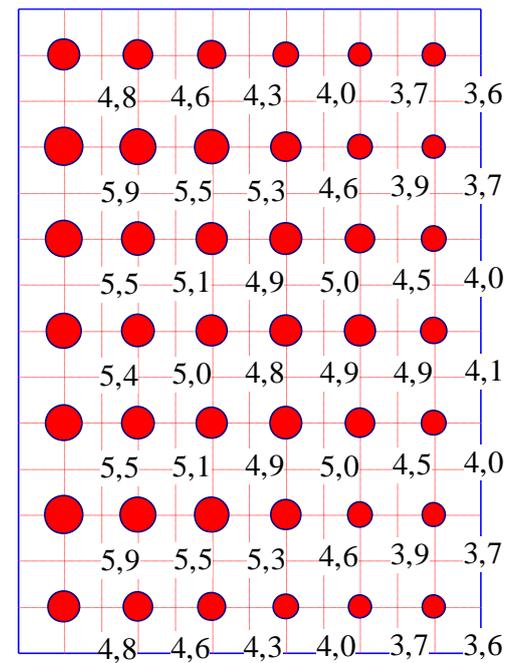
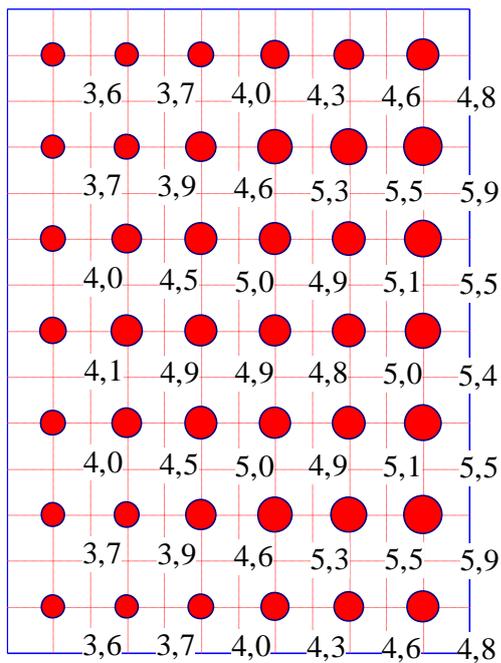


Bild 2.33 Pfahllasten Ph [MN] – NPRD

2.7.4 Tabellarische Darstellung

Tabelle 2.2 vergleicht zwischen den Setzungen, Momenten und Tragwirkungskoeffizienten der verschiedenen Berechnungen.

Tabelle 2.2 Vergleich zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungen

Verfahren	Berechnung	Setzungen [cm]		Setzungen aus [cm]		Tragwirkungskoeffizienten α_{kpp} [%]
		Max.	Min.	Messung	FE-Ber.	
Spannungstrapez	-	-	-	12.4	9.6	100
Bettungsmodul	<i>LPR</i>	1.59	1.52			95
	<i>NPRH</i>	2.89	2.81			91
	<i>NPRD</i>	4.87	4.77			85
Steifemodul elastische Platte	<i>LPR</i>	8.47	6.39			75
	<i>NPRH</i>	11.81	8.97			64
	<i>NPRD</i>	8.28	6.61			58
Steifemodul starre Platte	<i>LPR</i>	6.80				88
	<i>NPRH</i>	12.81				77
	<i>NPRD</i>	8.98				81

LPR = Lineare Berechnung

NPRH = Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion

NPRD = Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014

2.8 Auswertung

Die maximalen Setzungen, Pfahllasten, Tragwirkungskoeffizienten, die Pfahl- und die Plattenwiderstände der Pfahl-Plattengründung des *Torhauses* werden als Diagramme im Bild 2.34 bis Bild 2.43 für die verschiedenen Berechnungen zusammengefasst. Die Diagramme (Bild 2.35 bis Bild 2.40) zeigen die Pfahllasten der 6 Messpfähle in Abhängigkeit des Berechnungsverfahrens. Die einzelnen Messpfähle sind im Bild 2.45b dargestellt.

2.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen

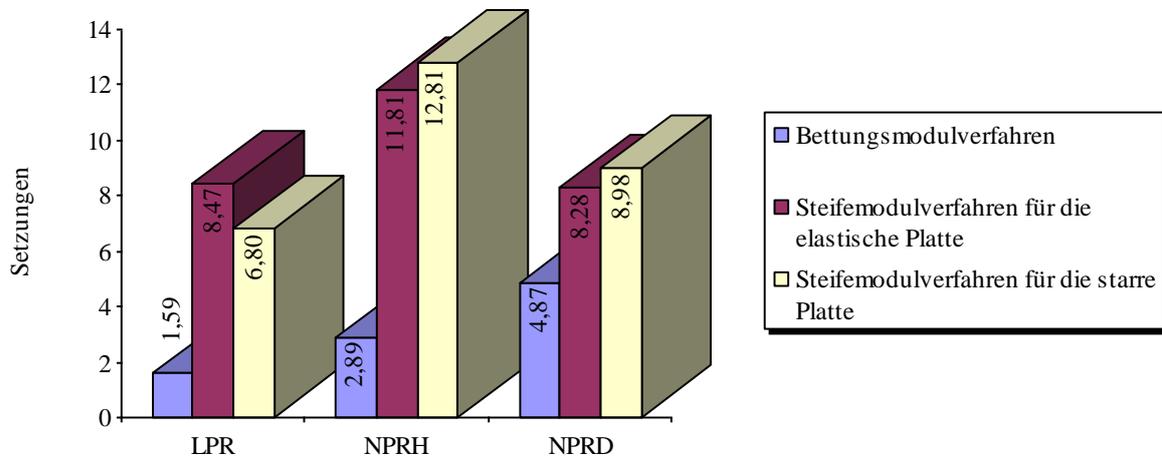


Bild 2.34 Maximale Setzungen [cm]

2.8.2 Darstellung der Pfahllasten

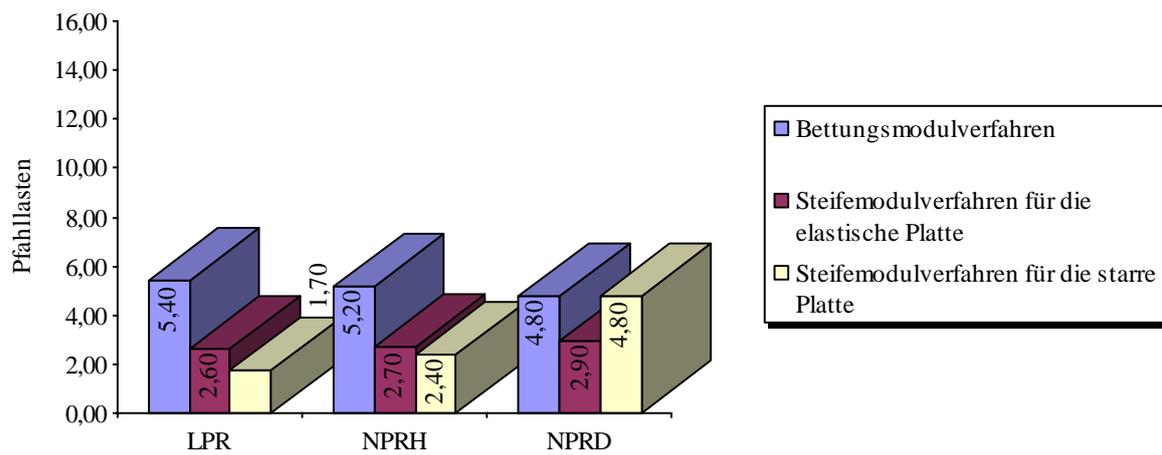


Bild 2.35 Pfahllasten des Messpfahles P1 [MN]

Pfahl-Plattengründung des *Torhauses*

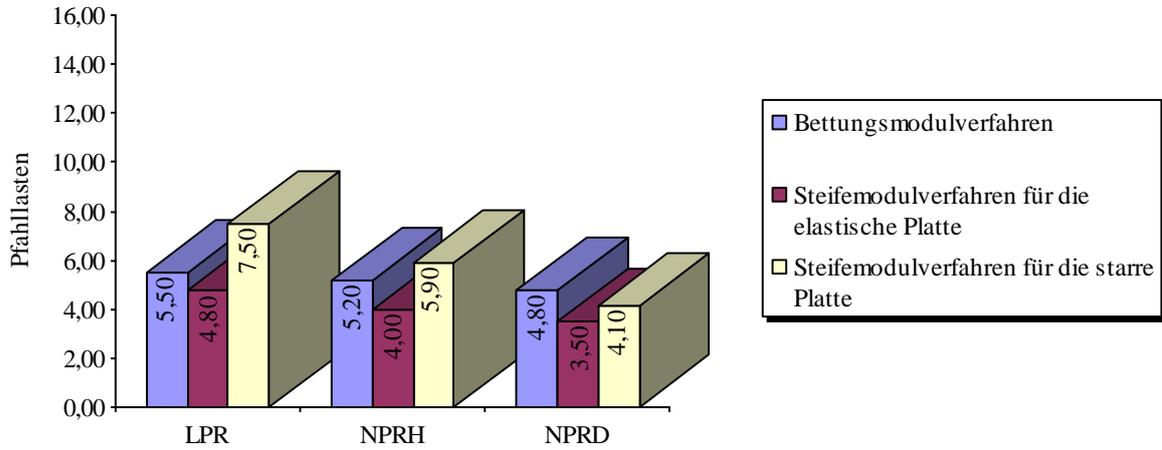


Bild 2.36 Pfahllasten des Messpfahles P2 [MN]

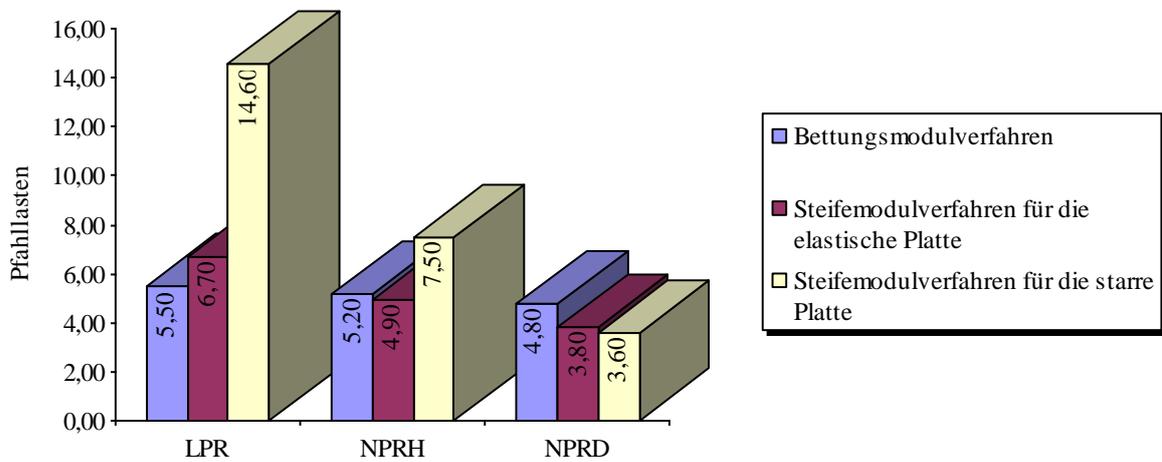


Bild 2.37 Pfahllasten des Messpfahles P3 [MN]

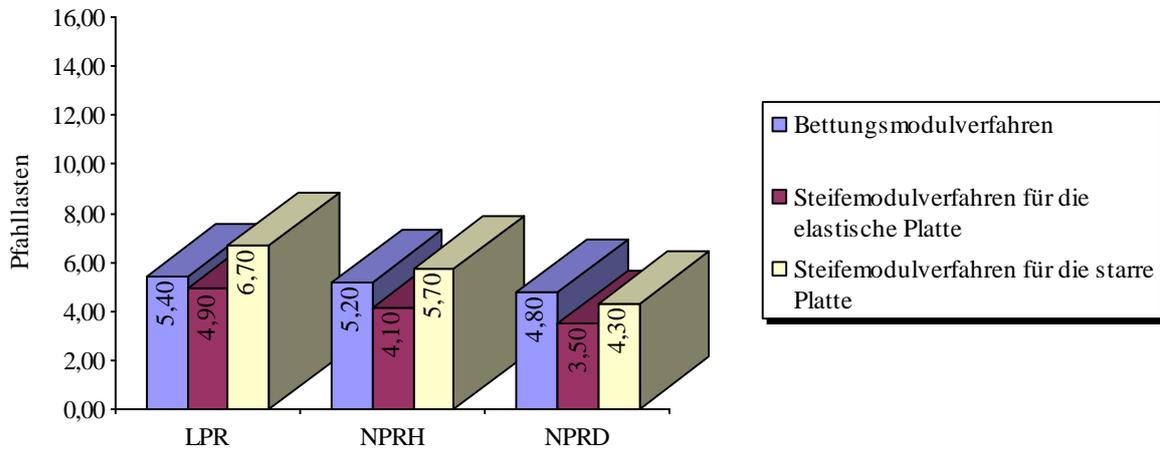


Bild 2.38 Pfahllasten des Messpfahles *P4* [MN]

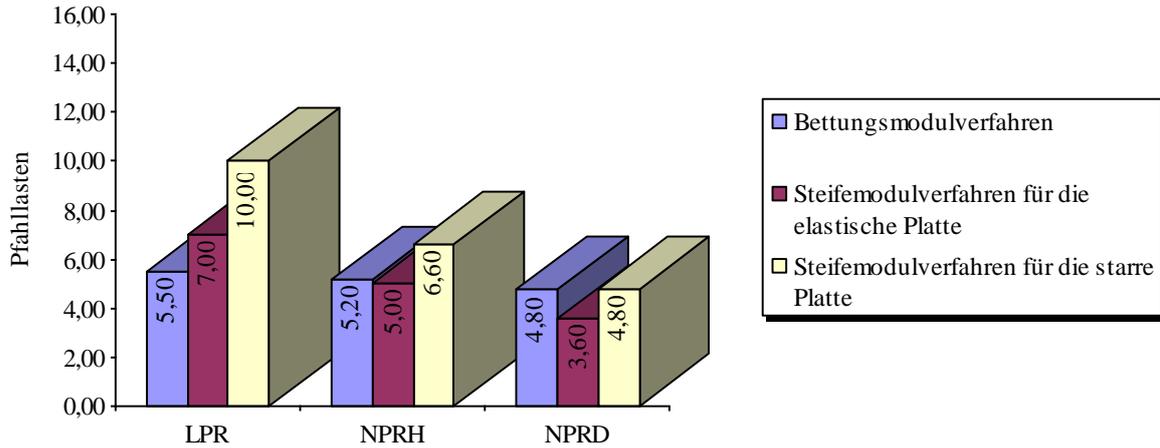


Bild 2.39 Pfahllasten des Messpfahles *P5* [MN]

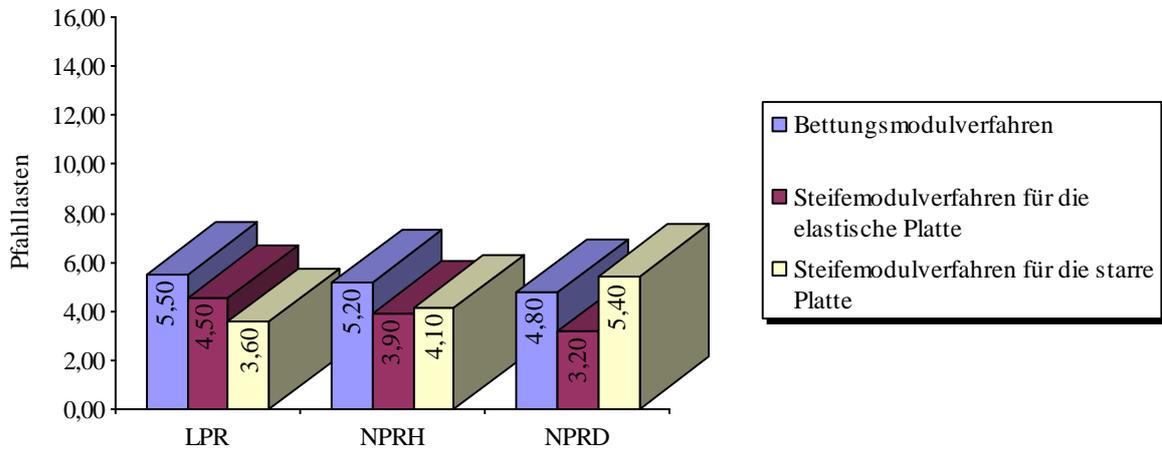


Bild 2.40 Pfahllasten des Messpfahles *P6* [MN]

2.8.3 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP}

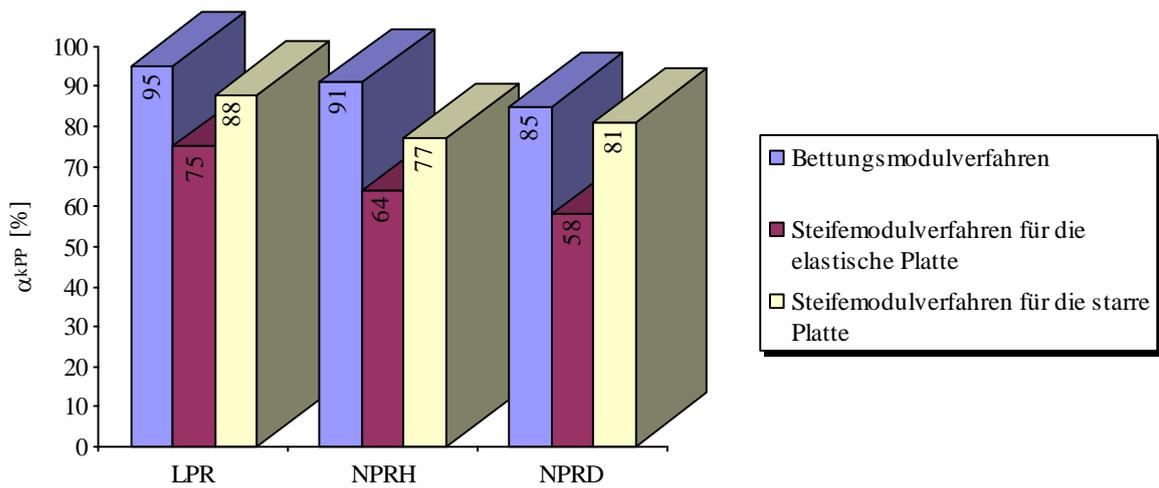


Bild 2.41 Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP} [%]

2.8.4 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand

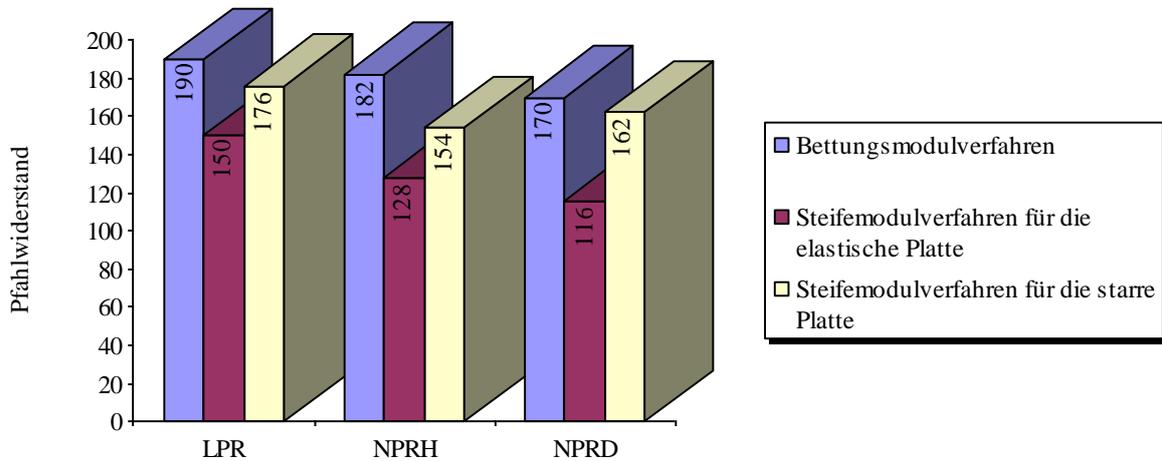


Bild 2.42 Pfahlwiderstand [MN]

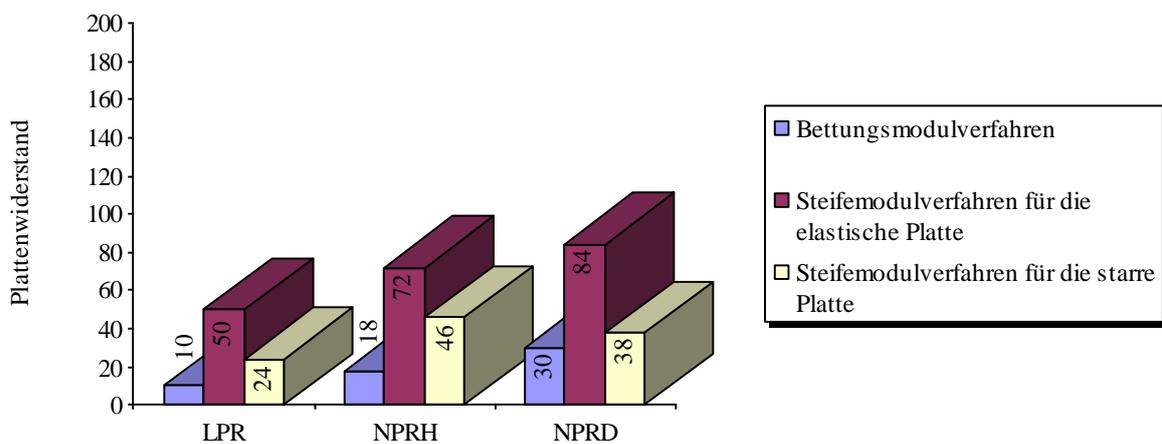


Bild 2.43 Plattenwiderstand [MN]

2.8.5 Messungen und andere Ergebnisse

Das Bild 2.44 zeigt 1.5 Jahre nach Rohbauende im Februar 1986 eine maximale gemessene Setzung von 12 [cm] nach *Sommer* (1986). Durch die dort ausgedehnten Basisgeschosse werden die größeren Setzungen auf der südlichen Hochhausseite verursacht.

Die zuletzt geschätzte mittlere Setzung der beiden Platten nach den letzten dokumentierten Setzungsmessungen im Jahr 1988 nach *Sommer* (1989) beträgt 12.4 [cm], während bei einer Finiten Element-Berechnung nach *Reul/ Randolph* (2003) eine Setzung von 9.6 [cm] auftrat.

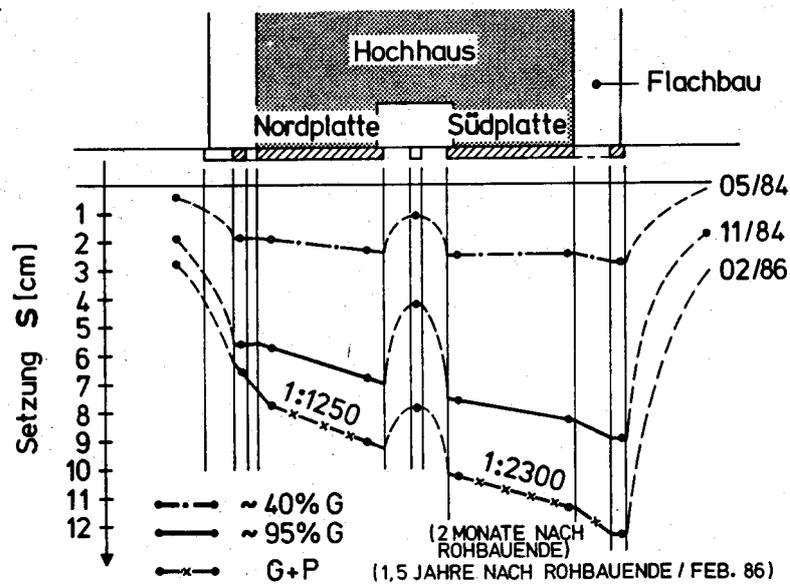


Bild 2.44 Gemessene Setzungen der Pfahl-Plattengründung sowie benachbarten Flachgründungen

Es wurde in Plattenmitte und am Plattenrand gemessen. Die Lage der einzelnen Messpfähle, Extensometer und Sohldruckgeber sind dem Bild 2.45 zu entnehmen. Es zeigt die dreidimensionalen finiten Elementnetze des Systems nach *Reul/ Randolph* (2003). Die Tiefe des Netzes beträgt 110 [m], wobei die ersten 2 - 5 [m] aus Kies und Sand bestehen und die restlichen Schichten aus dem Frankfurter Ton.

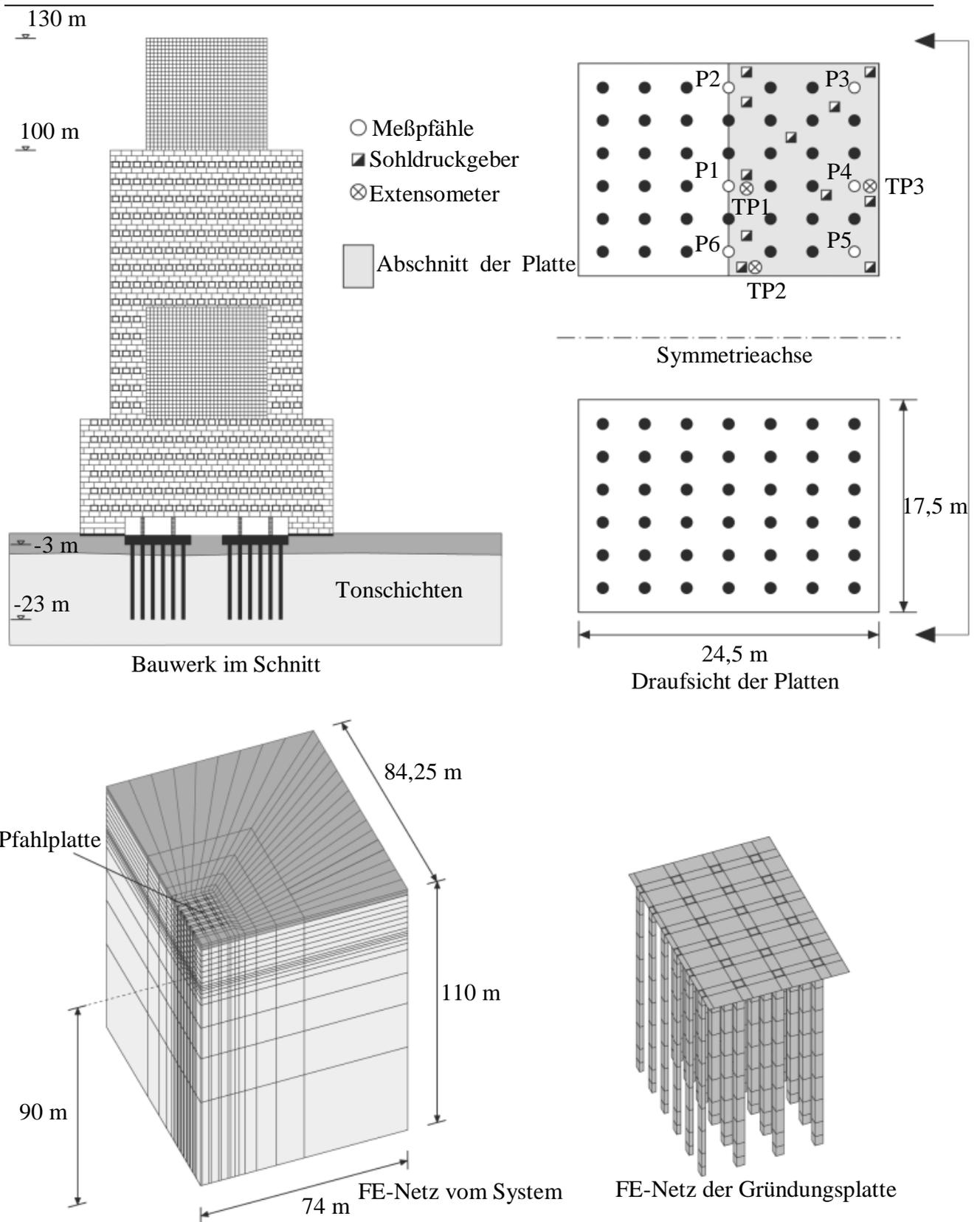


Bild 2.45 Messpfähle, Extensometer, Sohldruckgeber und 3D FE-Netz des Systems

Pfahl-Plattengründung des Torhauses

Aus den Extensometern ergibt sich, dass sich das Gebäude bis zur Pfahlfußebene in 22 [m] Tiefe mit dem Boden wie ein Block setzt (Bild 2.46 nach *Sommer* (1986)). Erst darunter nimmt die Setzung am Rande, wie bei TP3 zu sehen, wesentlich stärker ab als in der Mitte bei TP1. Dies hat zur Folge, dass sich Setzungsmulden ausbilden.

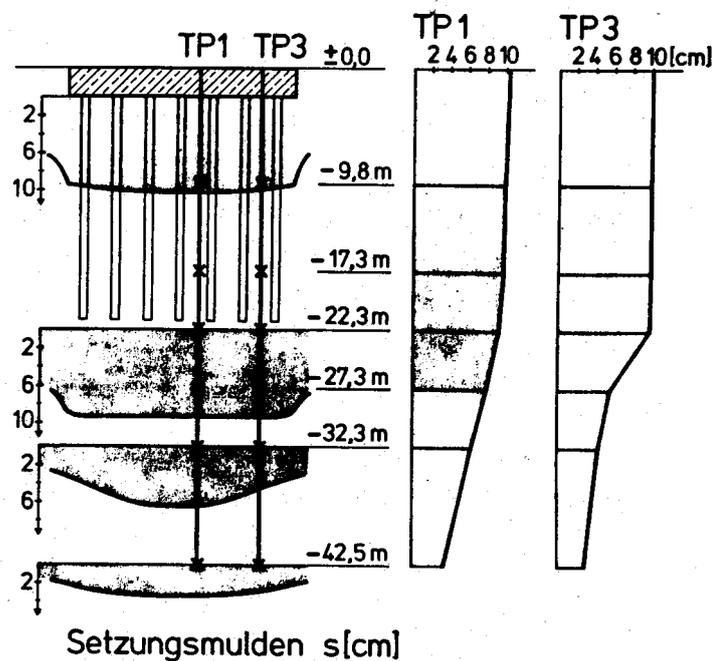


Bild 2.46 Setzungsverteilung über die Tiefe

Bild 2.47 stellt die Verteilung der gemessenen Pfahllasten nach *Sommer* (1989) dar. Der Eckpunkt $P3$ enthält die größte Last. Der innere Eckpfahl $P5$ ist nicht ganz so beansprucht, da das Hochhaus die beiden Teilplatten zu einer Gesamtplatte verbindet.

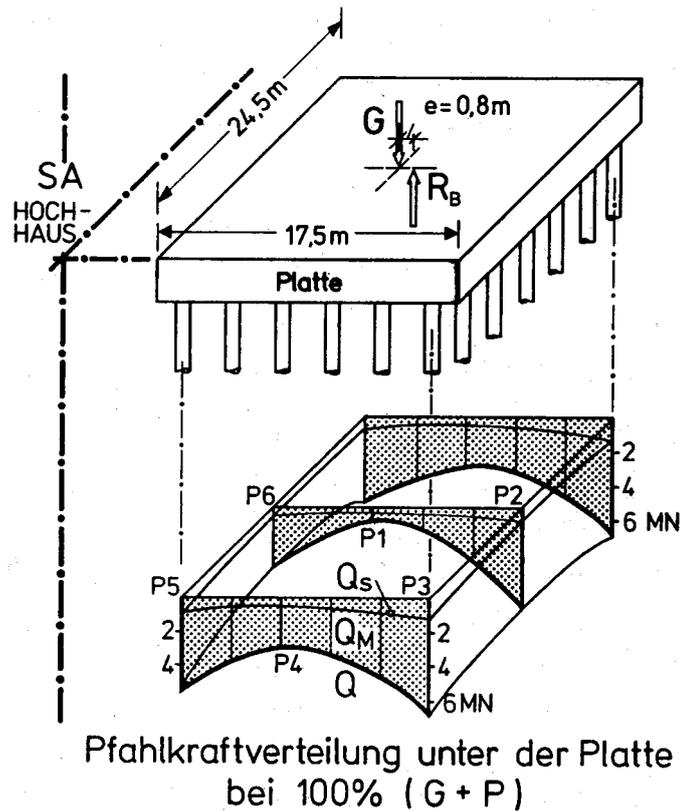


Bild 2.47 Pfahlkraftverteilung unter der Platte

Bild 2.48 stellt einen Vergleich der Pfahllasten der Messpfähle zwischen den Ergebnissen der Messungen nach *Sommer* (1986) und die Ergebnisse der Finiten Element-Methode nach *Reul/Randolph* (2003) dar. Die Pfahllast nimmt vom inneren Pfahl (Pfahl 1) zu den Randpfählen (Pfahl 2, Pfahl 4, Pfahl 6) und zum Schluss zu den Eckpfählen (Pfahl 3, Pfahl 5) zu. Aufgrund der Setzung im Block der Pfahlgruppe gibt es kleinere Unterschiede der Setzungen zwischen den inneren Pfählen und dem umgebenden Boden. Infolgedessen sind die Pfahllasten der inneren Pfähle kleiner als die Pfahllasten der Randpfähle und der Eckpfähle, wobei die Last gleich ist (*Reul/Randolph* (2003)).

Der abgeleitete Tragwirkungskoeffizient nach den letzten notierten Messungen im Februar 1986 nach *Sommer* (1989) beträgt 67%, während die finite Element-Berechnung 76% liefert.

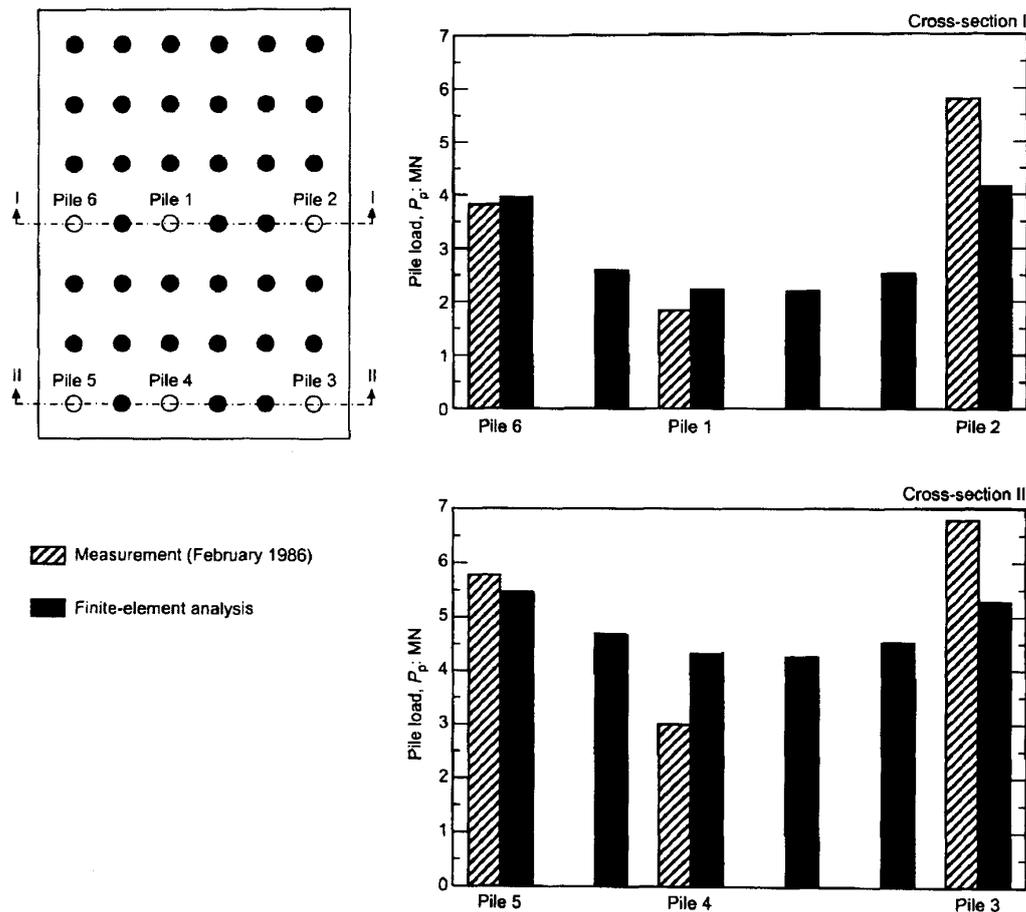


Bild 2.48 Pfahllasten. Messungen nach Sommer (1989) und Finite Element-Berechnung

2.8.6 Diskussion der Ergebnisse

Aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

2.8.6.1 Spannungstrapezverfahren

- Wegen der Symmetrie des Systems liefert das Spannungstrapezverfahren an jedem Pfahl die gleiche Pfahllast (Bild 2.24).
- Beim Spannungstrapezverfahren gibt es keine Interaktion zwischen dem Boden und der Platte oder den Pfählen. Deshalb können die Setzungen mit diesem Verfahren nicht abgeschätzt werden.
- Nur die Momente können berechnet werden. Das Spannungstrapezverfahren ist für solche komplizierten Systeme ungeeignet. Man kann das Verfahren nur für eine kleine Fundamentplatte mit Pfählen verwenden, wobei die Platte nicht direkt auf dem Boden liegt.

- Der Tragwirkungskoeffizient beim Spannungstrapezverfahren ist immer 100%. Dieser Wert ist auf jeden Fall inkorrekt für eine Pfahl-Plattengründung. Es erfolgt bei diesem Verfahren keine Berücksichtigung der Interaktion zwischen Boden, Platte und Pfählen. Beim *Torhaus* beträgt die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizienten beim Spannungstrapezverfahren und der Messung 33%. Deshalb ist der errechnete Tragwirkungskoeffizient nach diesem Verfahren unrealistisch für ein solches System.
- Die Momente beim Spannungstrapezverfahren und Bettungsmodulverfahren sind ähnlich.

2.8.6.2 Bettungsmodulverfahren

- Das Bettungsmodulverfahren liefert für die beiden Platten den gleichen Verlauf der Setzungen als ovalförmige Isolinien (Bild 2.6 bis Bild 2.8). Die Setzungen nehmen nach außen zu, d.h. die maximale Setzung ist an den Ecken.
- Die nichtlineare Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) liefert größere Setzungen unter allen Knoten der Platte als die lineare Berechnung (*LPR*), wie im Bild 2.6 bis Bild 2.8 dargestellt.
- Das Bettungsmodulverfahren hat die kleinsten Sohldrücke, verglichen mit dem Steifemodulverfahren.
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 2.2.
- Die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizient nach der linearen Berechnung und der nichtlinearen Berechnung ist 4% für *NPRH* und 10% für *NPRD*.
- Die Setzungen sind die kleinsten Werte und liegen weit entfernt von den gemessenen Setzungen. Der Tragwirkungskoeffizient ist so hoch.

2.8.6.3 Steifemodulverfahren

- Das Steifemodulverfahren für die elastische Platte liefert einen spiegelbildlichen Setzungsverlauf der Isolinien. Die Setzungen nehmen von der Mitte der inneren Kanten bis zu den äußeren Kanten der Platten ovalförmig ab (Bild 2.9 und Bild 2.11).
- Das Steifemodulverfahren für die starre Platte liefert eine gleichmäßige Setzung über die Platte (Bild 2.12 bis Bild 2.14). Die Setzungen der nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) sind größer als die Setzungen der linearen Berechnung (*LPR*).
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische und für die starre Platte nehmen die Sohldrücke langsam nach außen zu und erreichen an den Ecken den maximalen Sohldruck. Die nichtlinearen Verfahren liefern größere Sohldrücke (Bild 2.18 bis Bild 2.23).
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 2.2.

- Die Setzungen und der Tragwirkungskoeffizient bei der nichtlinearen Berechnung *NPRH* beim Steifemodulverfahren für die starre Platte liegen innerhalb des empirisch gemessenen Bereichs.

Allgemein kann man aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren folgende Schlussfolgerung ziehen:

- Die Setzungen sind bei den nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) unter allen Knoten der Platte größer als bei den linearen Berechnungen (*LPR*), Bild 2.34.
- Der innere Pfahl liefert die kleinste Setzung im Vergleich zu den Randpfählen und Eckpfählen.

2.8.7 Schlussfolgerungen

Das *Torhaus* weist eine Höhe vom 130 [m] auf und ist auf eine Platte mit einer Dicke von 2.5 [m] gegründet. Das System des Überbaus und des Fundaments gilt als eine starre Struktur. Betrachtet man die Ergebnisse, sieht man die gute Übereinstimmung von „Steifemodulverfahren für die starre Platte und für die elastische Platte“ (*NPRH*) und den vorhandenen Ergebnissen und Messungen. *NPRH* für die elastische Platte liefert eine Setzung von 11.81 [cm] und einen Tragwirkungskoeffizienten der KPP von 64%. *NPRH* für die starre Platte liefert eine max. Setzung von 12.81 [cm] und eine min. Setzung von 8.97 [cm] und einen Tragwirkungskoeffizienten der KPP von 77%. Die hyperbolische Funktion für die Steifemodulverfahren liefert die plausibelsten Ergebnisse. Das Bettungsmodulverfahren liefert unrealistische Werte.

Untersuchungsfall 3

**Pfahlgruppen
des *Stonebridge Towers* in London**

Inhalt	Seite
Untersuchungsfall 3: Pfahlgruppen des <i>Stonebridge Towers</i> in London	C3- 3
3.1 Allgemeines	3
3.2 FE-Netz	5
3.3 Pfahl- und Plattenmaterial	5
3.4 Baugrunddaten	5
3.5 Lastdaten	8
3.6 Berechnung der Pfahlgruppe	8
3.7 Ergebnisse	9
3.7.1 Setzungen	9
3.7.2 Sohldrücke	13
3.7.3 Pfahllasten	18
3.7.4 Tabellarische Darstellung	24
3.8 Auswertung	25
3.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen	25
3.8.2 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten	26
3.8.3 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand	26
3.8.4 Vorhandene Messungen und Berechnungen	27
3.8.5 Diskussion der Ergebnisse	27
3.8.6 Schlussfolgerungen	30

Untersuchungsfall 3: Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers* in London**3.1 Allgemeines**

Berechnung und Messungen von Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers*, die bei *Hemsley* (2000) diskutiert und bei *Cooke et al.* (1981) beschrieben sind, werden verwendet, um die Genauigkeit der Berechnungsverfahren im Programm *ELPLA* zu überprüfen. Der *Stonebridge Tower* ist ein Hochhaus mit 16 Stockwerken und liegt am *Stonebridge Park* in Nord-London in England. Das Gebäude wurde zwischen 1973 und 1975 auf einer mächtigen tonigen Schicht gebaut, die sich bis zur Geländeoberfläche erstreckt. Es gibt keine Untergeschosse. Die Platte befindet sich somit unmittelbar an der Geländeoberfläche. Das Hochhaus ist 43 [m] hoch. Als Gründungsplatte wurde eine rechteckige Platte mit den Abmessungen 43.3 [m] und 19.2 [m] und einer Dicke von 0.9 [m] angesetzt. Unter der Platte befinden sich insgesamt 351 Bohrpfähle. Die Pfähle haben eine Länge von $l = 13$ [m] und einen Durchmesser von $D = 0.45$ [m]. Sie sind in einem Raster von 1.6 [m] und 1.5 [m] angeordnet (Bild 3.1 und Bild 3.2). Die geschätzte gesamte Last auf der Platte ergibt eine gleichmäßige Flächenlast von 187 [kN/m²].

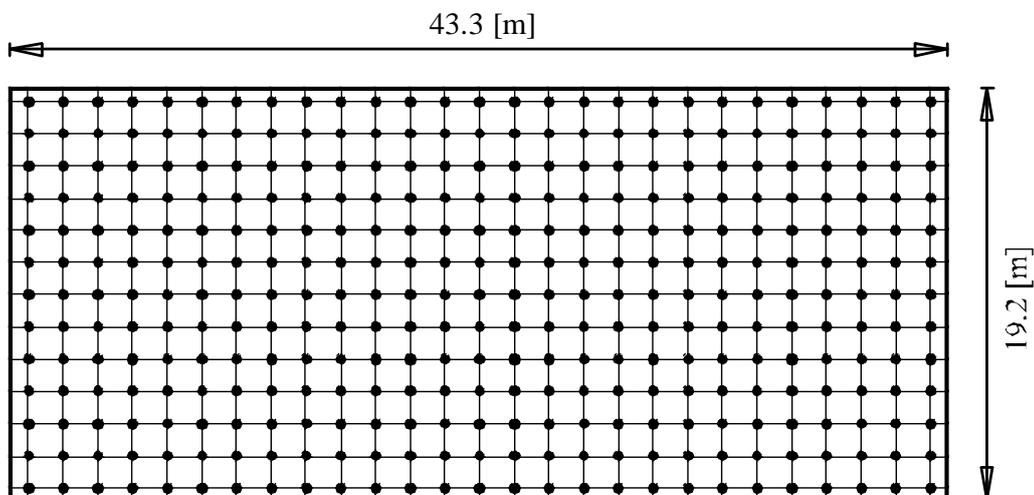


Bild 3.1 *Stonebridge Tower*: Draufsicht der Platte mit Pfählen

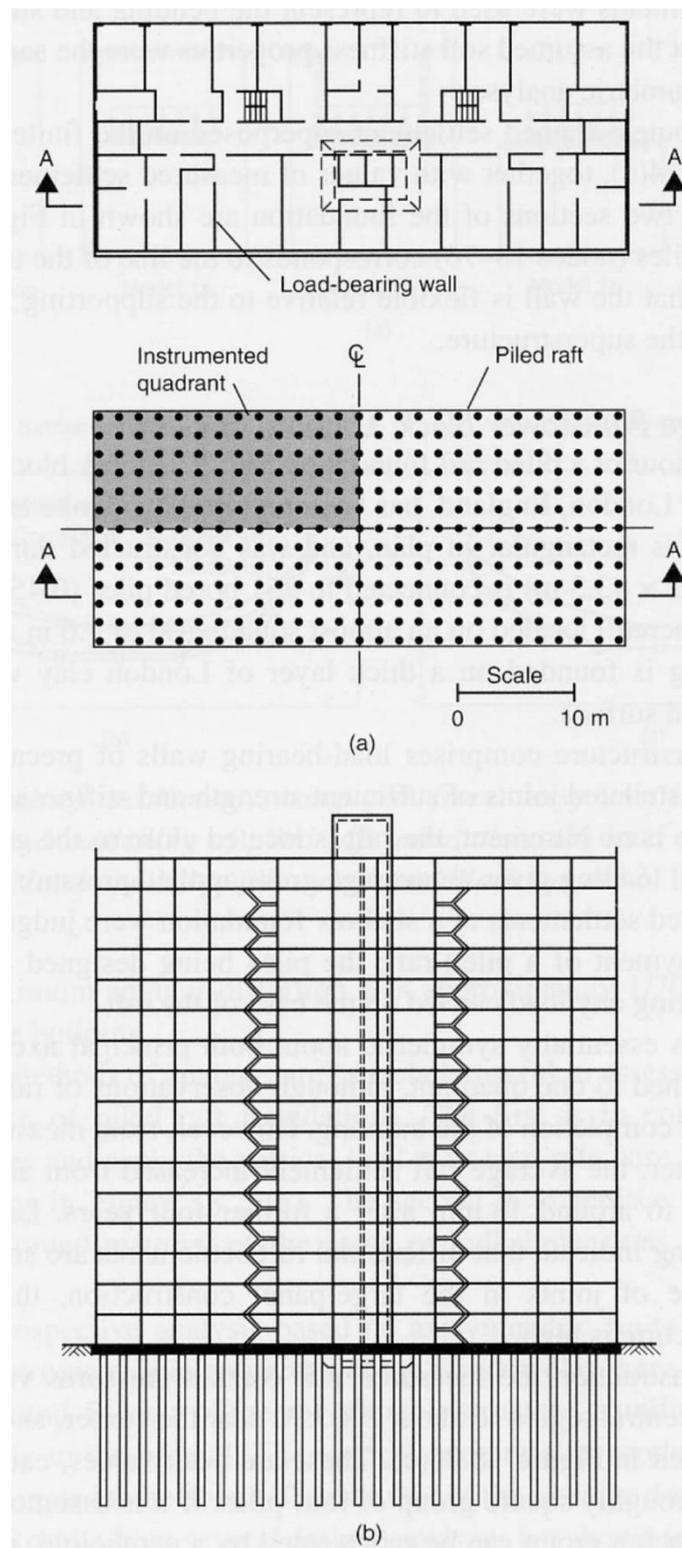


Bild 3.2 *Stonebridge Tower* nach Hemsley (2000)
a) Grundriss der Platte mit den Wänden und Pfahlgruppen
b) Schnitt A-A

3.2 FE-Netz

Die Platte mit den Abmessungen 43.3 [m] * 19.2 [m] ist zu berechnen. Sie wird in Elemente mit einer Maximallänge von 1.6 [m] in x -Richtung und von 1.5 [m] in y -Richtung unterteilt, wie im Bild 3.3 dargestellt. Die Pfähle werden in Linienelemente mit 3.25 [m] Länge unterteilt.

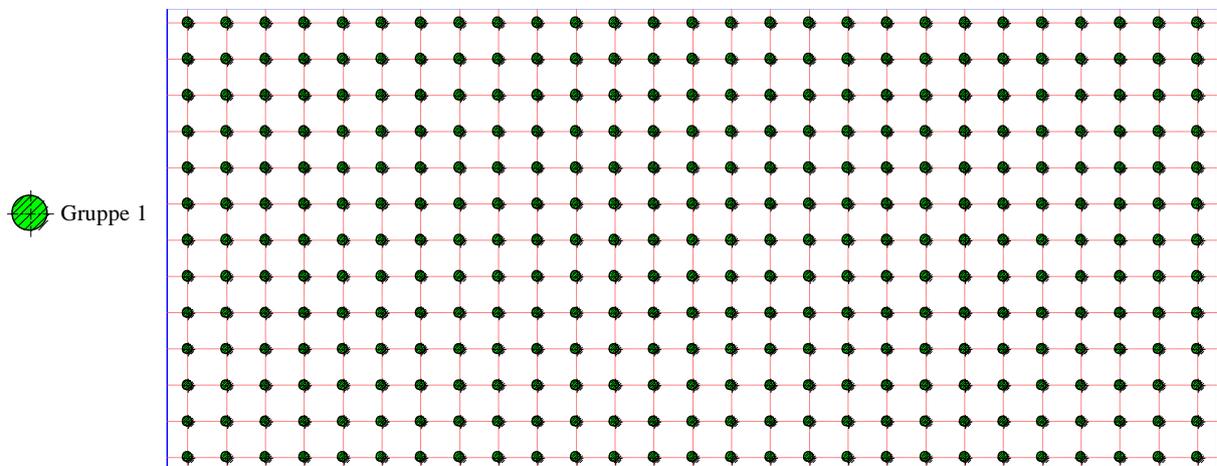


Bild 3.3 FE-Netz der Platte mit Pfählen

3.3 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wurde mit dem Mittelwert von 0.9 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser von 0.45 [m] und einer Länge von 13 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Für die Platte:

Elastizitätsmodul	E_p	=	20 000	[MN/m ²]
Poissonzahl	ν_p	=	0.25	[-]
Wichte	γ_b	=	25	[kN/m ³]

Für die Pfähle:

Elastizitätsmodul	E_p	=	30 000	[MN/m ²]
Wichte	γ_b	=	25	[kN/m ³]

3.4 Baugrunddaten

Die Eigenschaften des Londoner Tons können wie folgt beschrieben werden:

Undrainede Kohäsion

Es handelt sich dabei um einen überkonsolidierten Ton. Die undrainede Kohäsion nimmt mit der Tiefe zu und wird näherungsweise laut *Hong et al.* (1999) durch die folgende lineare Beziehung beschrieben:

$$c_u = 150 + 6.67z \quad (3.1)$$

wobei:

c_u Undrainierte Kohäsion des Londoner Tons [kN/m²]
 z Tiefe ab Oberkante Ton [m]

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Londoner Tons wird mit $\nu_s = 0.25$ [-] angesetzt.

Steifemodul

Hong et al. (1999) benutzen ein Verhältnis von 200 zwischen dem Schubmodul G und der undrainierte Kohäsion C_u um einen variablen Submodul für Boden zu bestimmen.

$$G = 200c_u = 200(150 + 6,67z) \quad (3.2)$$

Die Beziehung zwischen dem Schubmodul G und Elastizitätsmodul E wird gegeben durch:

$$G = \frac{E}{0,5(1 + \nu_s)} \quad (3.3)$$

Setzt man Gl. (3.4) in Gl. (3.3) ein, und unter der Annahme einer *Poissonzahl* des Tons von $\nu_s=0,25$ [-] erfolgt:

$$E = E_o (1 + 0,0445 z) \quad (3.4)$$

wobei:

G Schubmodul, [kN/m²]
 E Elastizitätsmodul der Erstbelastung des Londoner Tons, [kN/m²]
 ν_s *Poissonzahl* des Bodens, [-]
 E_o Anfangssteifemodul, $E_{so} = 75000$ [kN/m²]

Grenzpfalllast

Die mittlere undrainede Kohäsion c_u des Londoner Tons wird als $c_u = 200$ [kN/m²] angesetzt. *Russo* (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180$ [kN/m²] vor, die einer undrainede Kohäsion von $c_u = 200$ [kN/m²] entspricht. Die Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion ist $\tau = 180$ [kN/m²]. Somit ergibt sich folgende Grenzpfalllast für die Pfähle mit der Länge = 13 [m]:

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 0.45 * 13 = 3308 \text{ [kN]} = 3.3 \text{ [MN]} \quad (3.5)$$

Die Grenzpfalllast Ql ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Ql von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Ql=1.5$ bis $2 Qu$, wobei Qu die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Das Grundwasser im typischen Ton Londons liegt innerhalb von 1.0 [m] von der Bodenoberfläche (*Rickard et al.* (1985)). Das Grundwasser wird direkt unter der Platte in einer Tiefe von 1.0 [m] angenommen.

Bodenkennwerte

Eine Bodenschicht von $H = 100$ [m] Mächtigkeit ist berücksichtigt. Für die Berechnung wurde die gesamte Schicht des Baugrunds, wie im Bohrprofil in Bild 3.4 gezeigt, mit 10 Schichten angenommen.



Bild 3.4 Darstellung des Bohrprofils

3.5 Lastdaten

Die Gesamtbelastung einschließlich Eigengewicht der Platte wird als Flächenlast von 187 [kN/m²] angesetzt.

3.6 Berechnung der Pfahlgruppen

Um den Unterschied zwischen den Ergebnissen der Pfahlgruppe des *Stonebridge Towers* bei verschiedenen Berechnungen zu zeigen, werden insgesamt 13 Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt:

Tabelle 3.1 Berechnungsverfahren der Platte mit den Pfählen

Nr.	Verfahren	Linearität der Berechnung	Bezeichnung
1	Spannungstrapez-Verfahren	-	-
2	Bettungsmodulverfahren	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
3		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
4		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
5	Steifemodulverfahren für die elastische Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
6		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
7		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
8	Steifemodulverfahren für die starre Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
9		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
10		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
11	Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
12		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
13		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>

Bedeutung der Bezeichnungen *LPR*, *NPRH* und *NPRD* in der Tabelle 3.1:

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*)
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion (*NPRH*)
- Lineare Berechnung (*LPR*)

Das Verfahren *NPRD* wurde von *El Gendy et al.* (2006) entwickelt, während die Verfahren *NPRH* und *LPR* von *El Gendy* (2007a) entwickelt wurden.

3.7 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Setzungen für die verschiedenen Berechnungen werden mit Isolinien als isometrische Darstellungen im Bild 3.5 bis Bild 3.16 gezeigt. Die Sohldrücke werden als Kreisdiagramme im Bild 3.17 bis Bild 3.25 dargestellt. Pfahllasten werden als Kreisdiagramme im Bild 3.26 bis Bild 3.38 abgebildet.

3.7.1 Setzungen

3.7.1.1 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Bettungsmodulverfahren

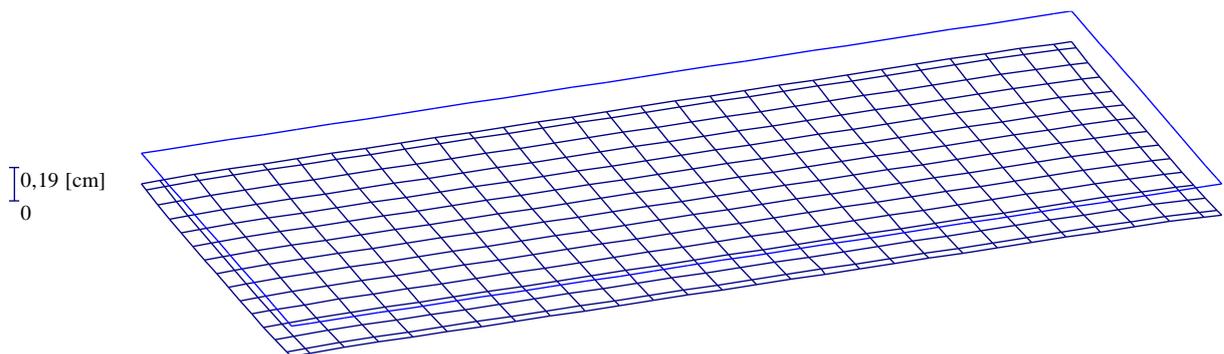


Bild 3.5 Setzungen [cm] - *LPR* - Max. $s = 0.19$ [cm], Min. $s = 0.17$ [cm]

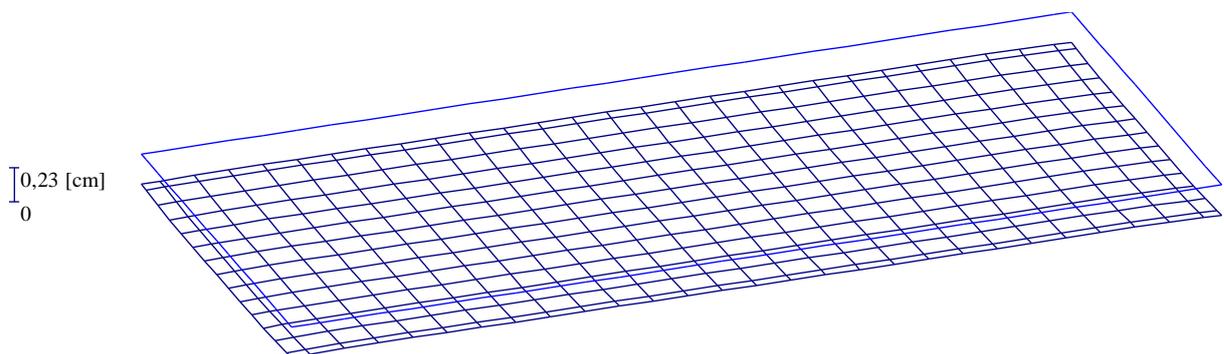


Bild 3.6 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 0.23$ [cm], Min. $s = 0.19$ [cm]

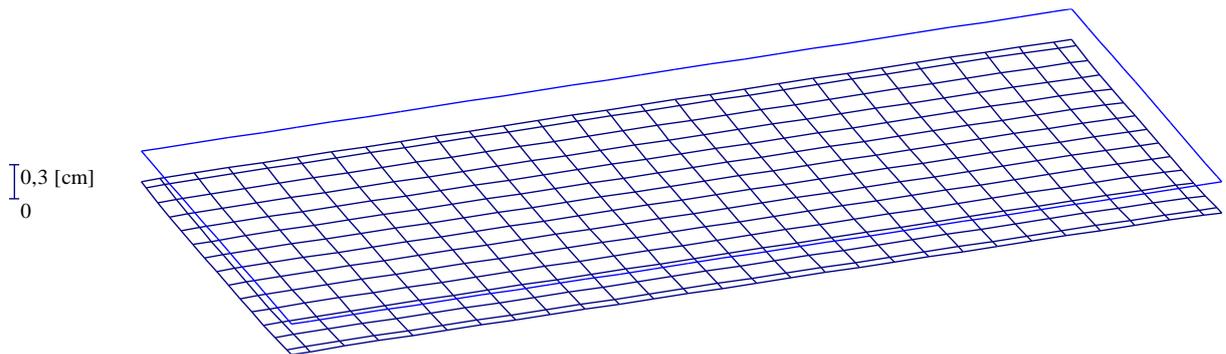


Bild 3.7 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 0.30$ [cm], Min. $s = 0.26$ [cm]

3.7.1.2 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

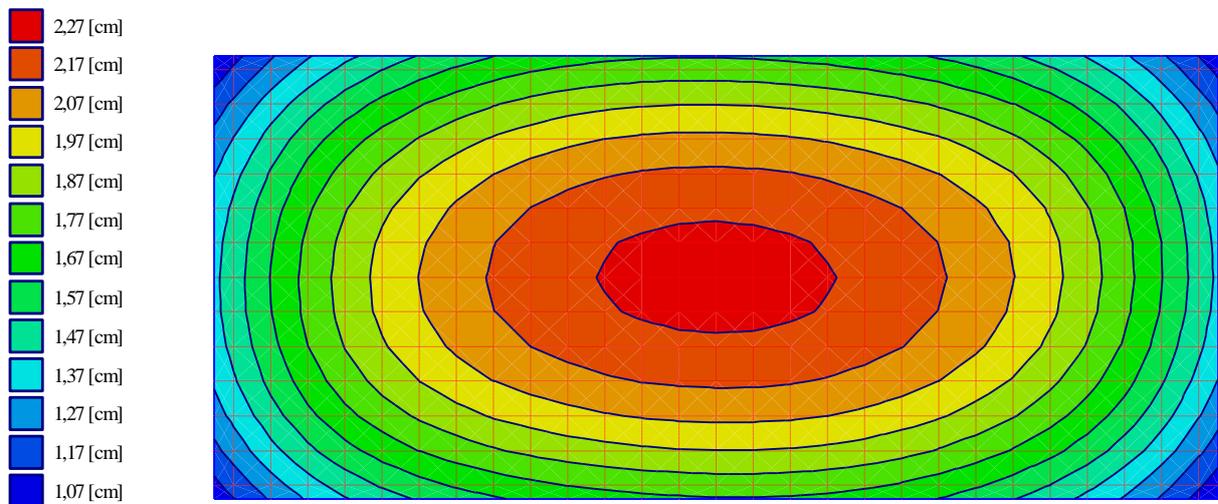


Bild 3.8 Setzungen [cm] - *LPR* - Max. $s = 2.26$ [cm], Min. $s = 1.02$ [cm]

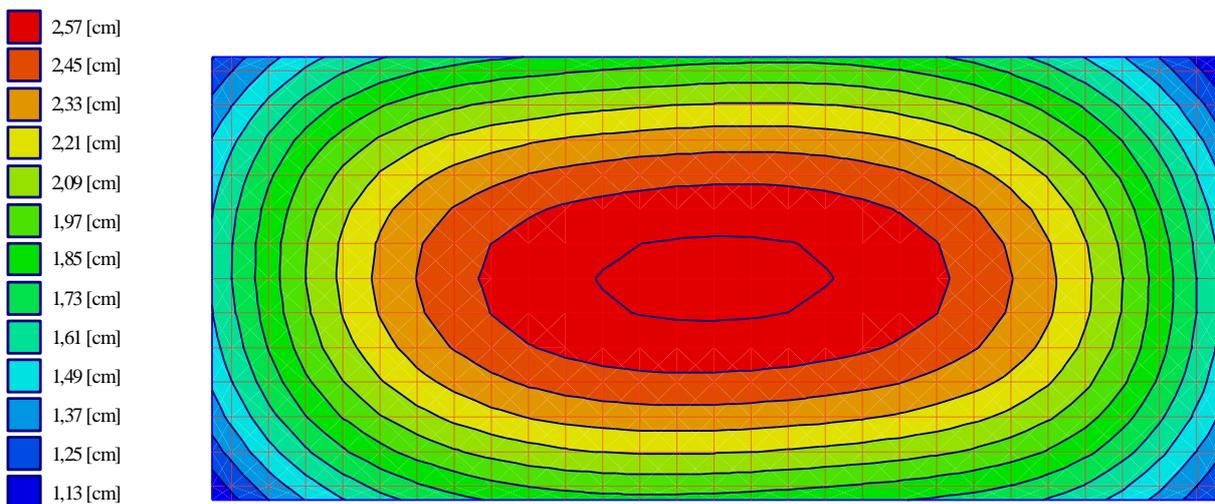


Bild 3.9 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 2.66$ [cm], Min. $s = 1.07$ [cm]

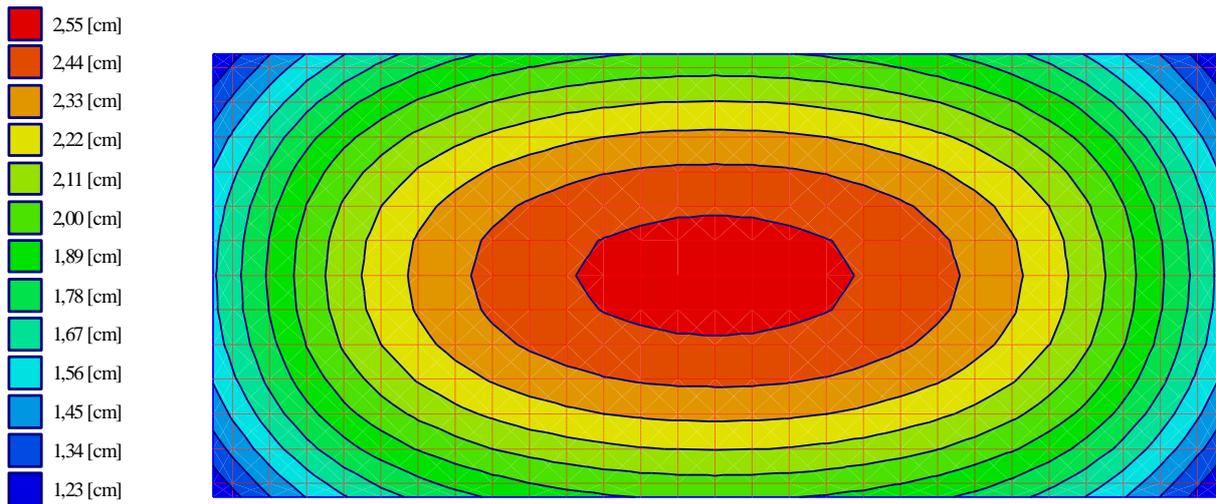


Bild 3.10 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 2.55$ [cm], Min. $s = 1.18$ [cm]

3.7.1.3 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

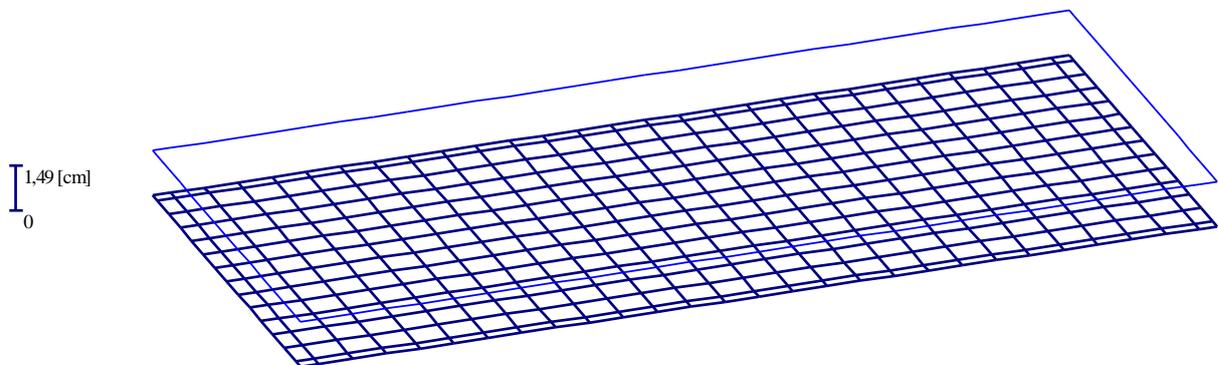


Bild 3.11 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 1.49$ [cm]

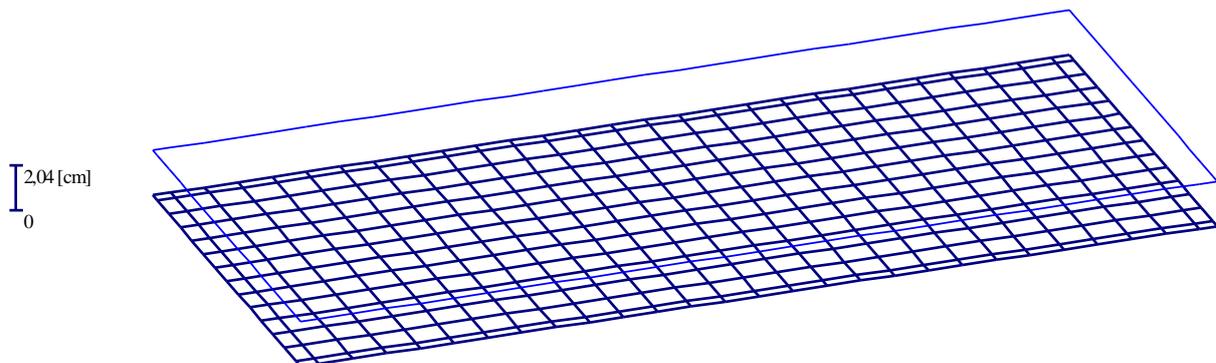


Bild 3.12 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 2.04$ [cm]

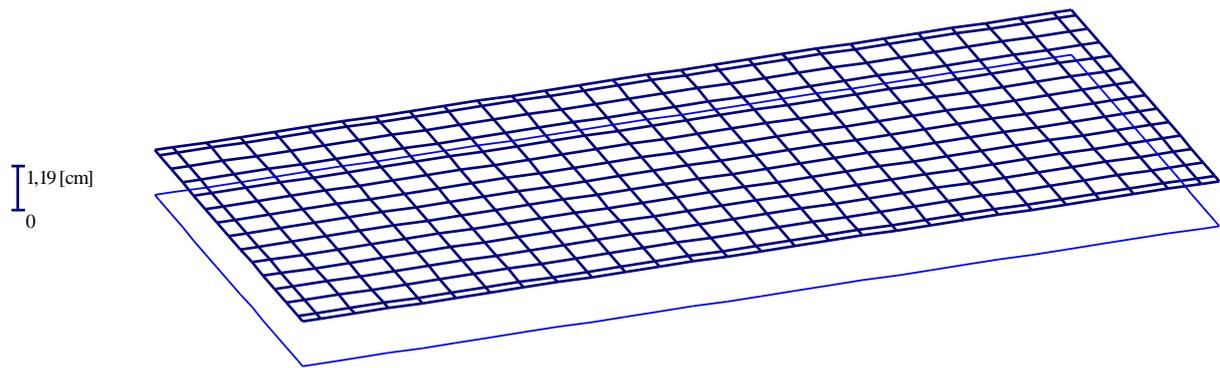


Bild 3.13 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = -1.19$ [cm]

3.7.1.4 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe

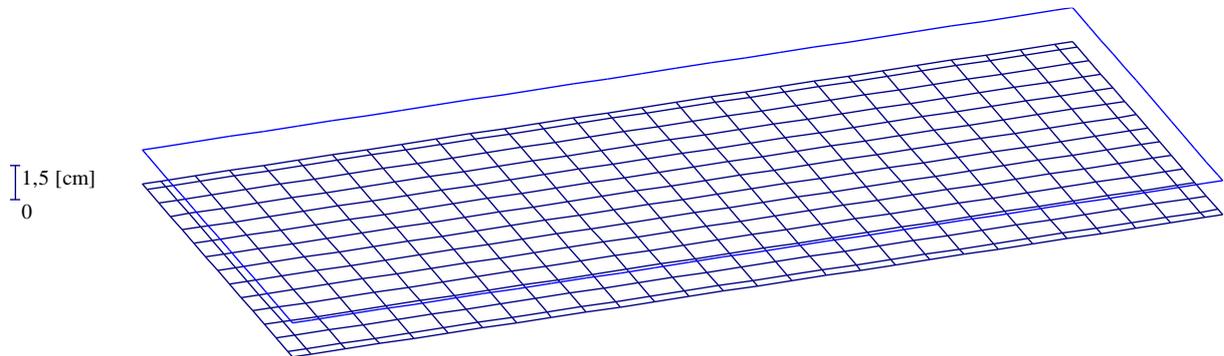


Bild 3.14 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 1.50$ [cm]

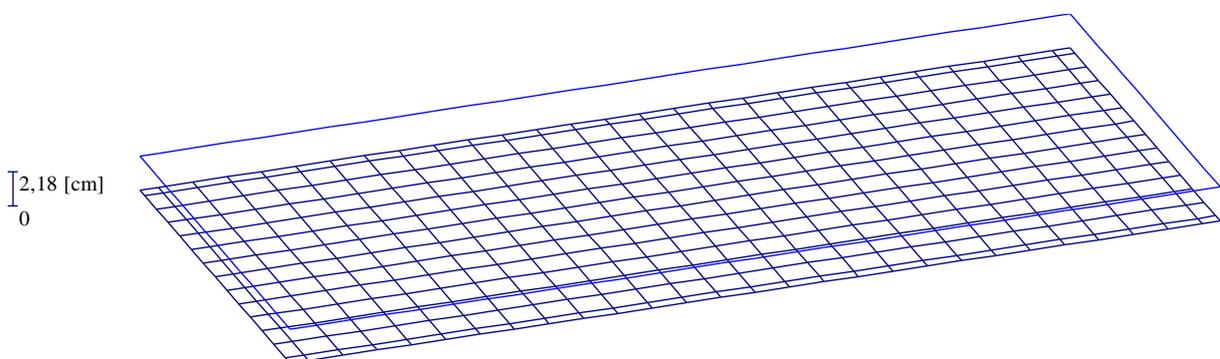


Bild 3.15 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 2.18$ [cm]

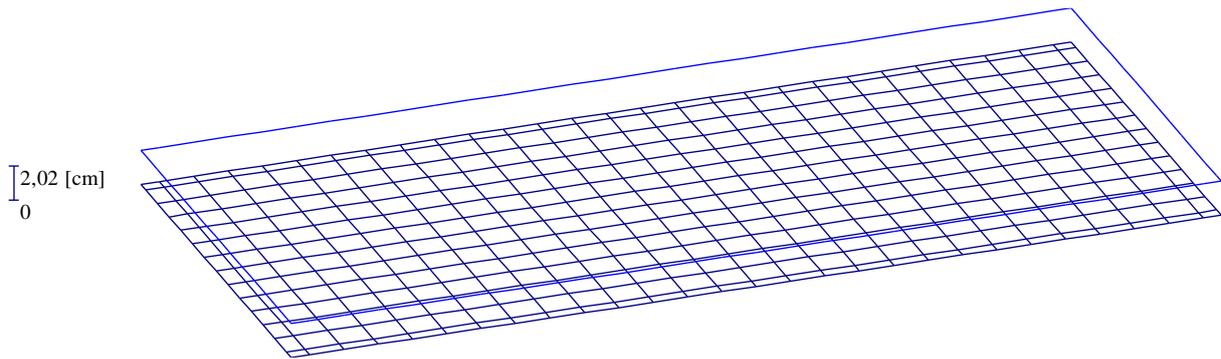


Bild 3.16 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = 2.02$ [cm]

3.7.2 Sohlrücke

3.7.2.1 Sohlrücke nach dem Bettungsmodulverfahren

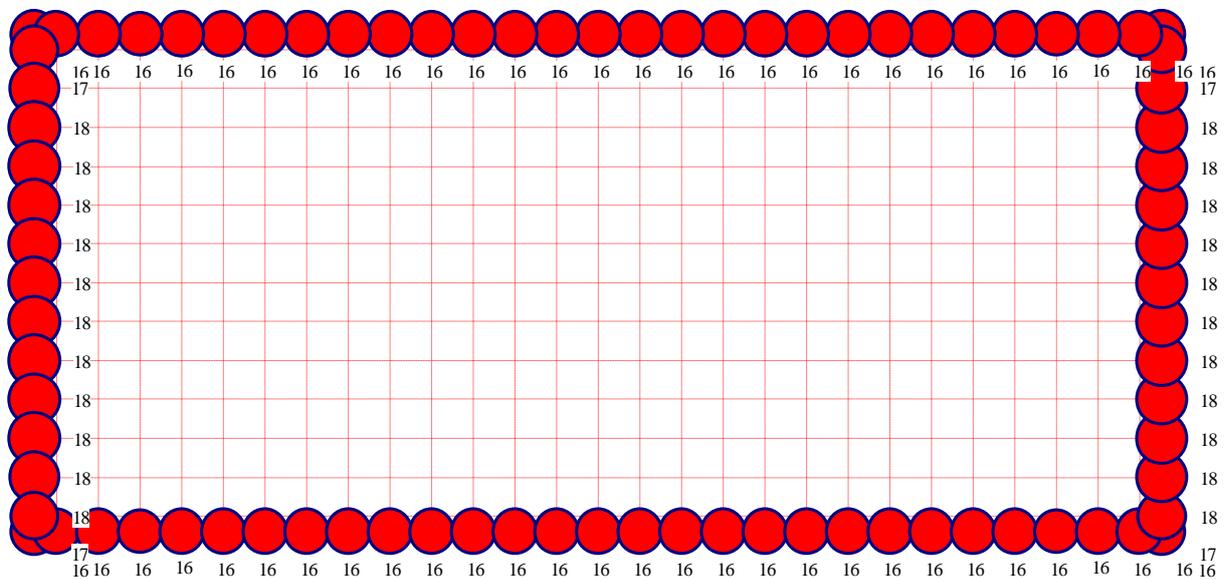


Bild 3.17 Sohlrücke [MN/m^2] - *LPR* - Max. $q = 18$ [kN/m^2] am Rand

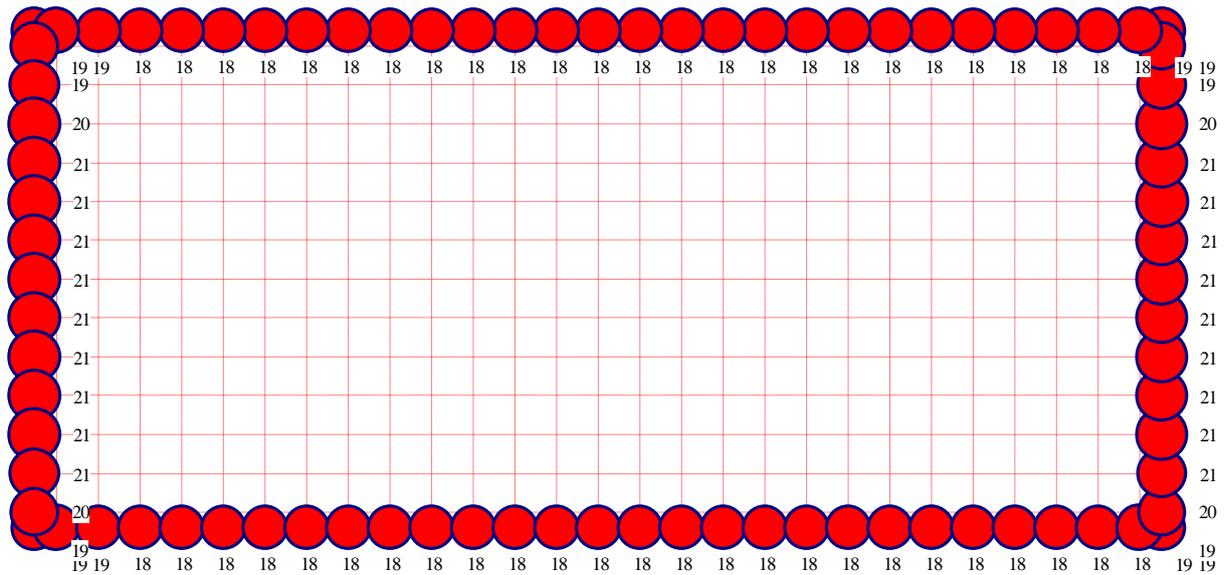


Bild 3.18 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRH* - Max. $q = 21$ [kN/m^2] am Rand

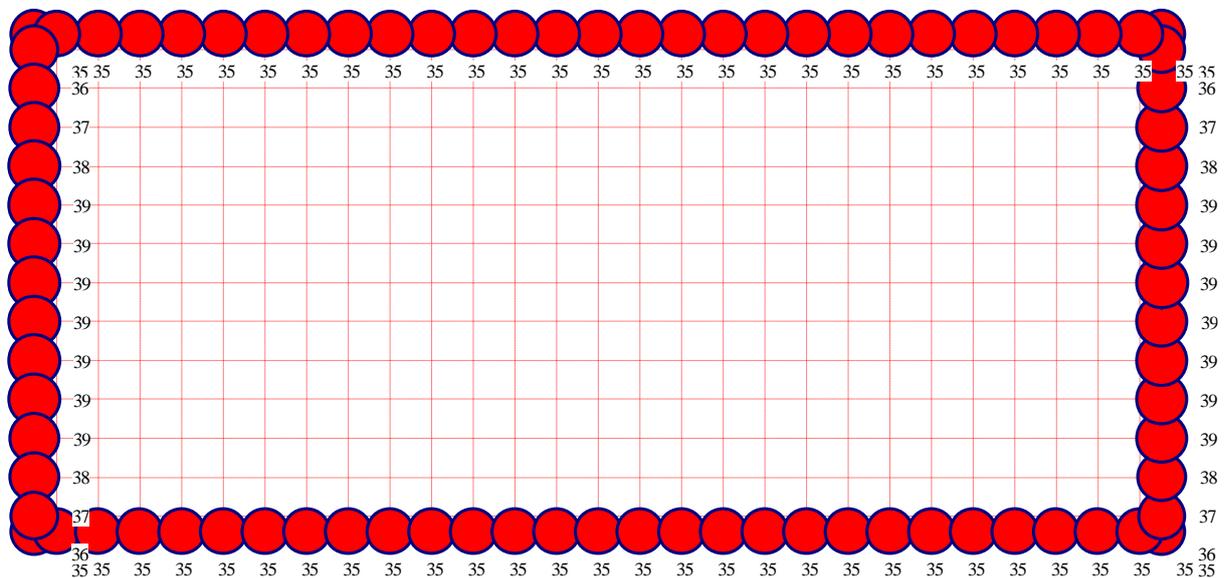


Bild 3.19 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRD* - Max. $q = 39$ [kN/m^2] am Rand

3.7.2.2 Sohlrücke nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

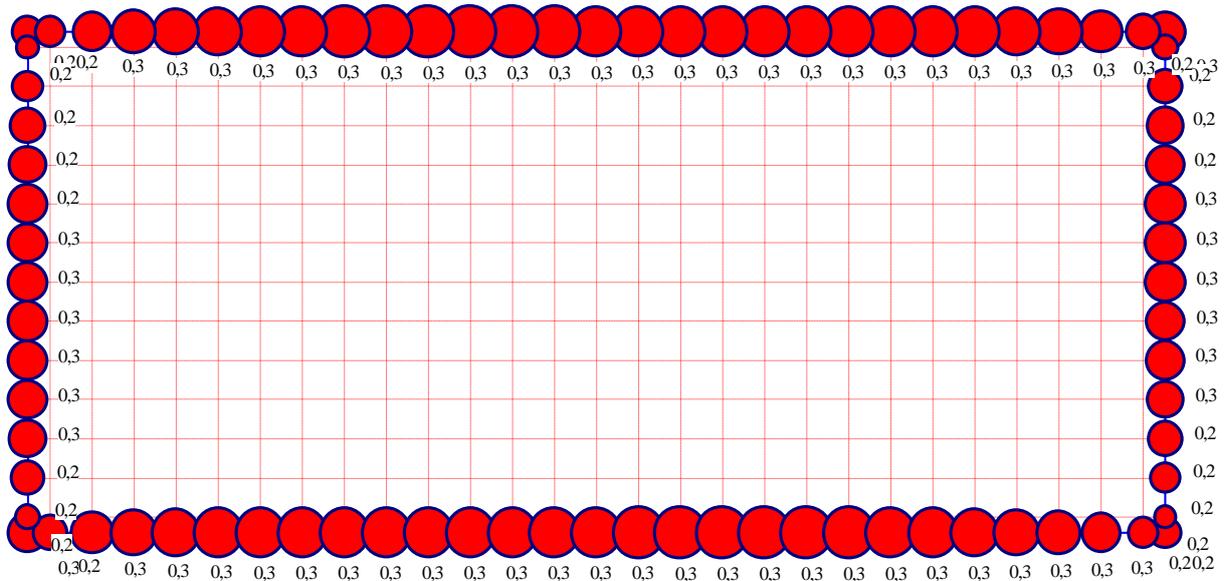


Bild 3.20 Sohlrücke [MN/m²] - LPR - Max. $q = 0.3$ [MN/m²] am Rand

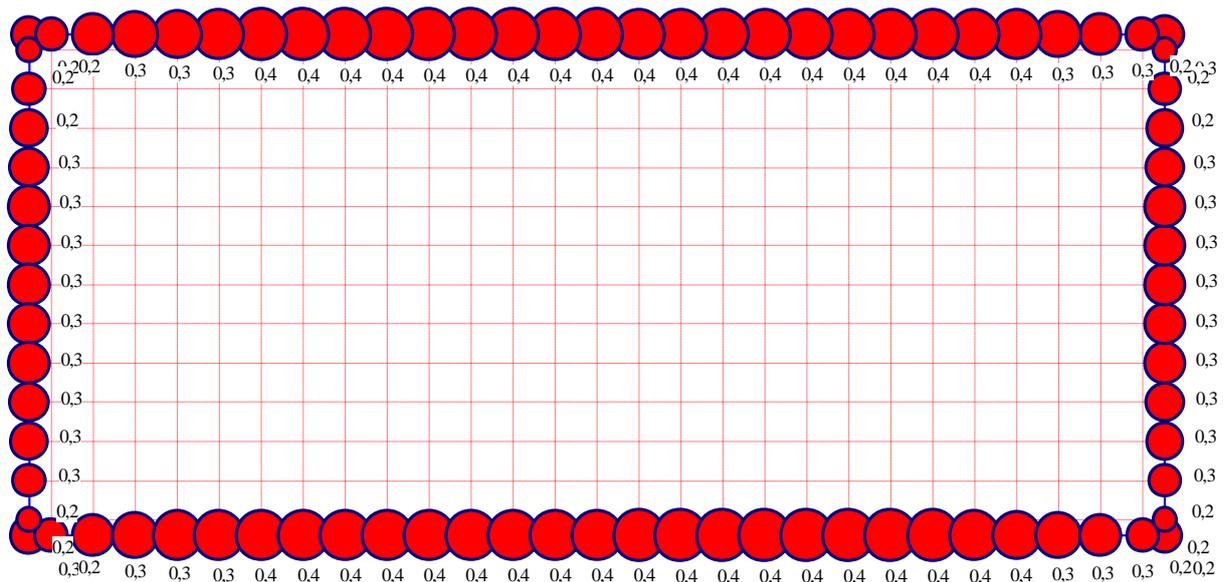


Bild 3.21 Sohlrücke [MN/m²] - NPRH - Max. $q = 0.4$ [MN/m²] am Rand

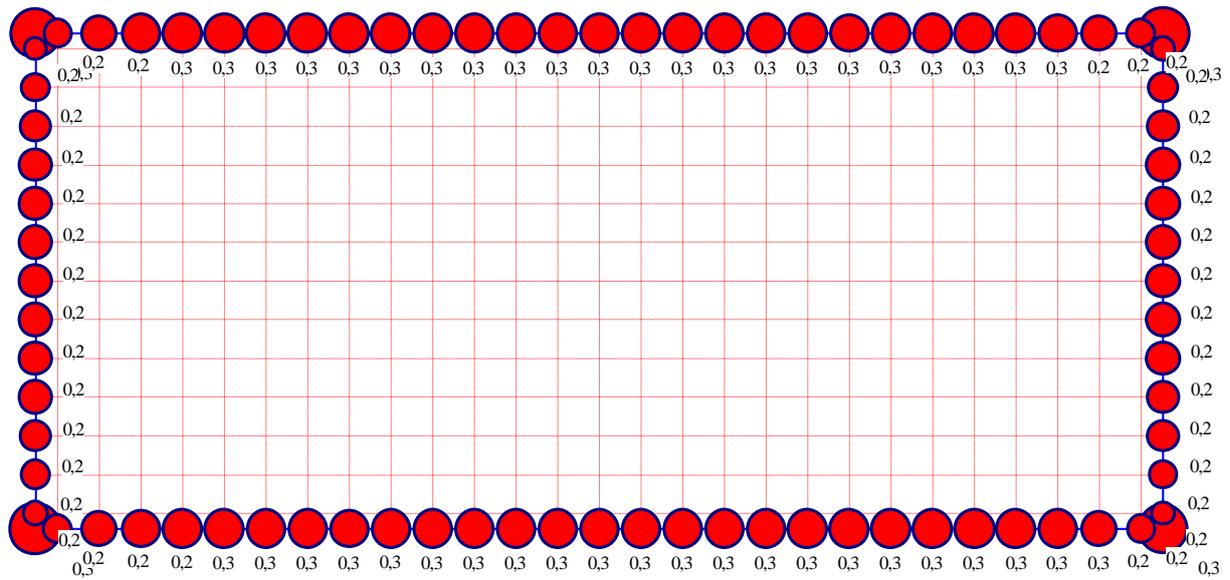


Bild 3.22 Sohldrücke [MN/m²] – *NPRD* - Max. $q = 0.3$ [MN/m²] am Rand

3.7.2.3 Sohldrücke nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

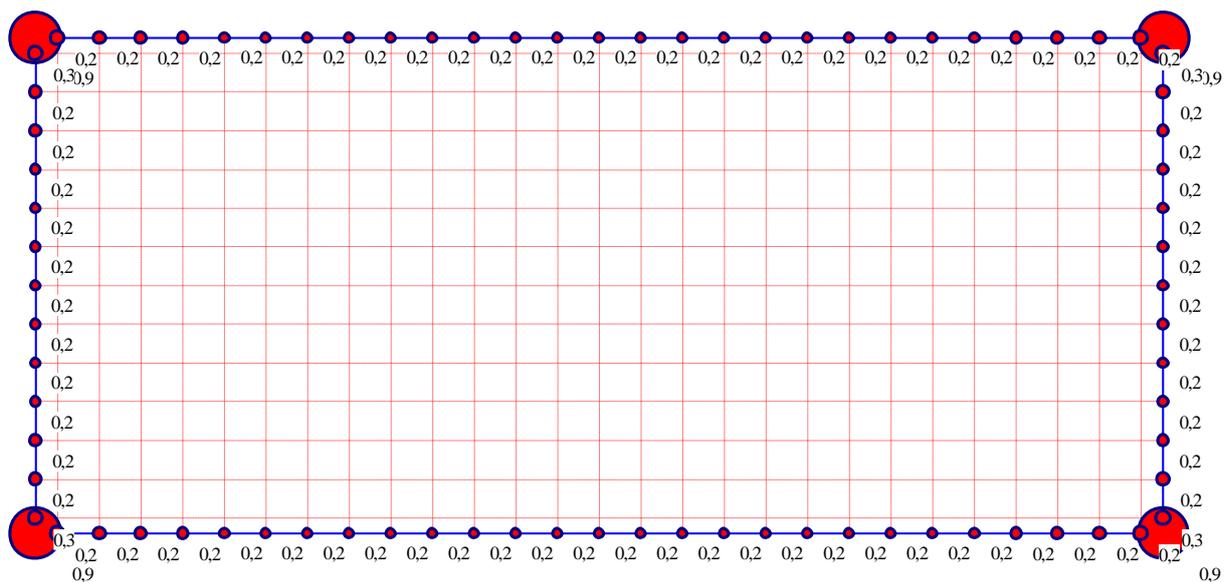


Bild 3.23 Sohldrücke [MN/m²] - *LPR* - Max. $q = 0.9$ [MN/m²]

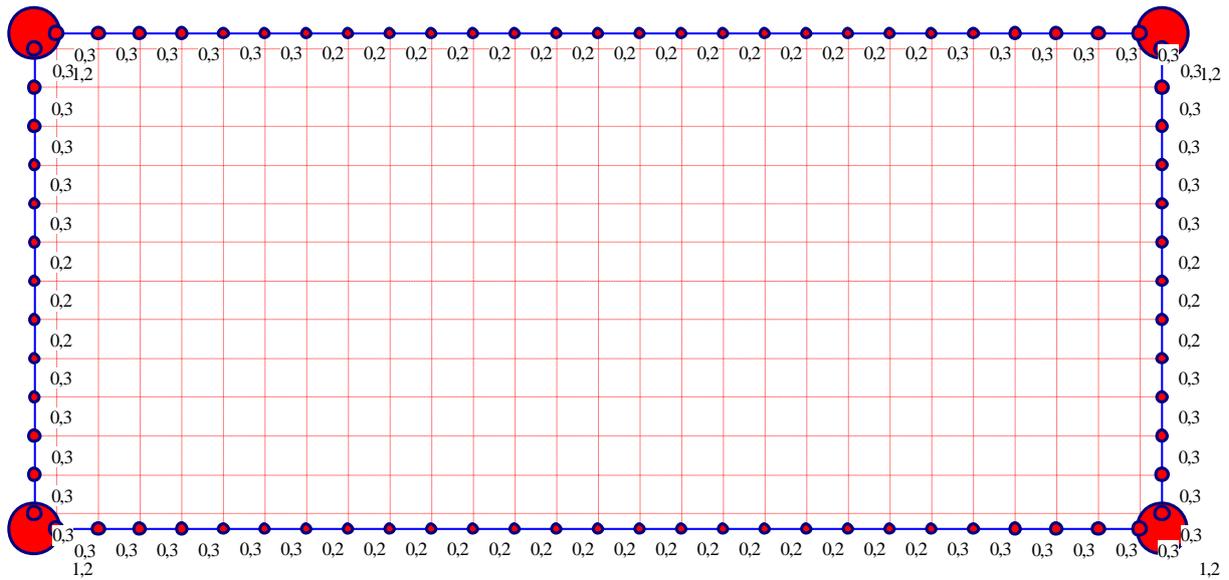


Bild 3.24 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRH* - Max. $q = 1.2 \text{ MN/m}^2$ am Rand

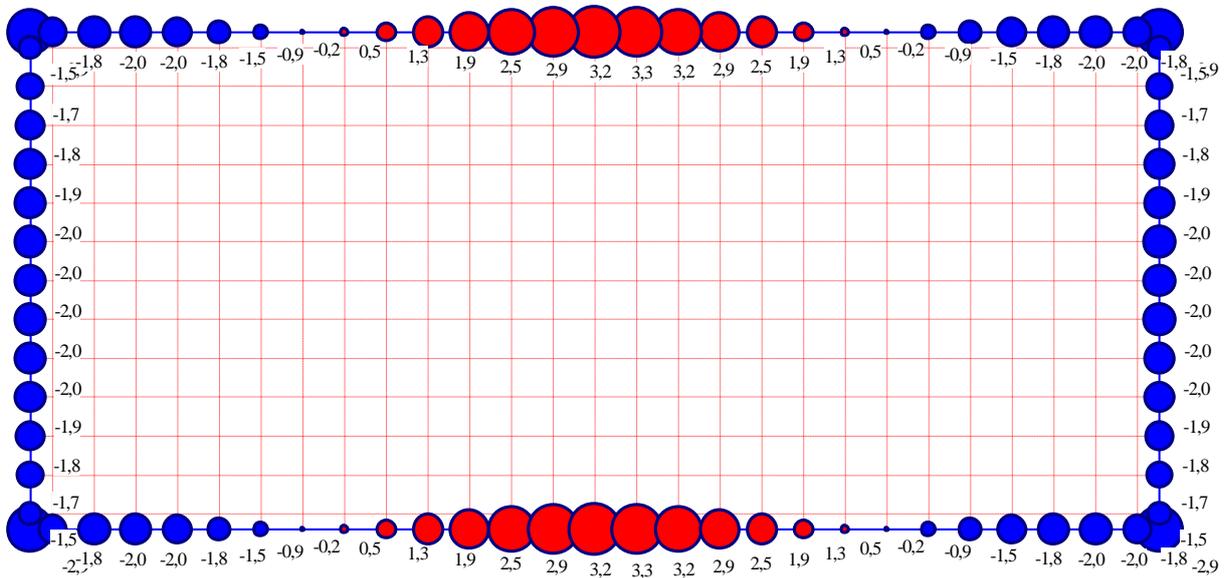


Bild 3.25 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRD* - Max. $q = 3.3 \text{ MN/m}^2$ am Rand

3.7.3 Pfahllasten

3.7.3.1 Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren

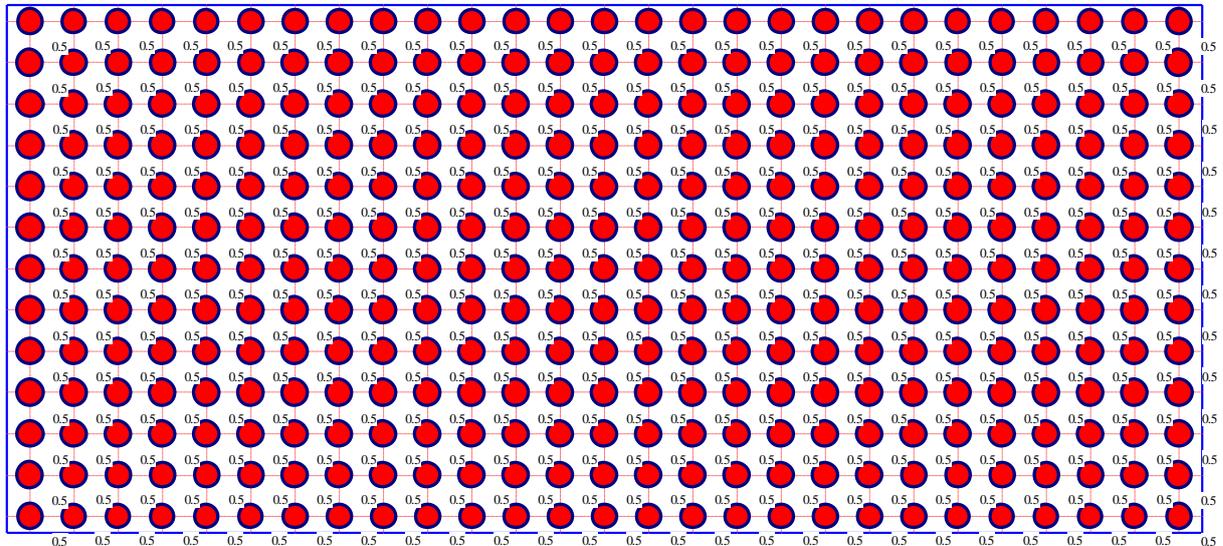


Bild 3.26 Pfahllasten Ph [MN]

3.7.3.2 Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren

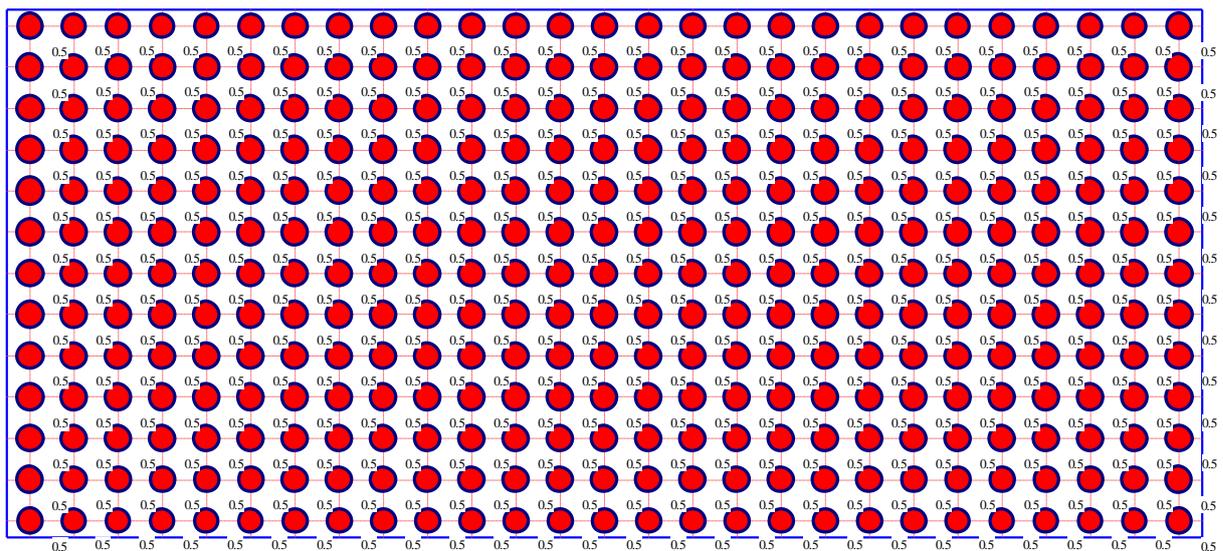


Bild 3.27 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

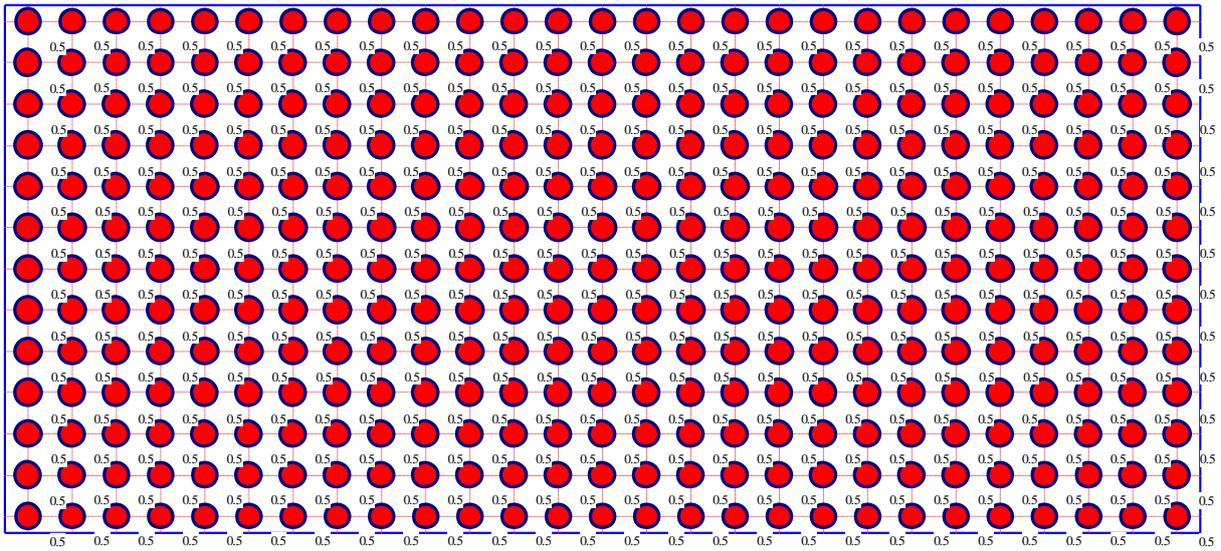


Bild 3.28 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRH*

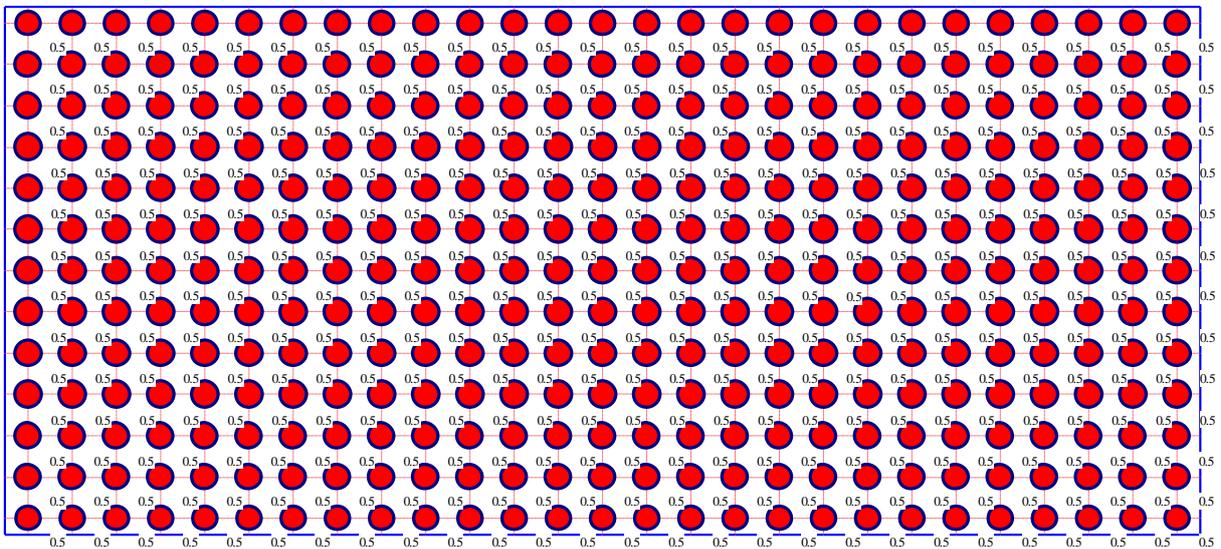


Bild 3.29 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRD*

3.7.3.3 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

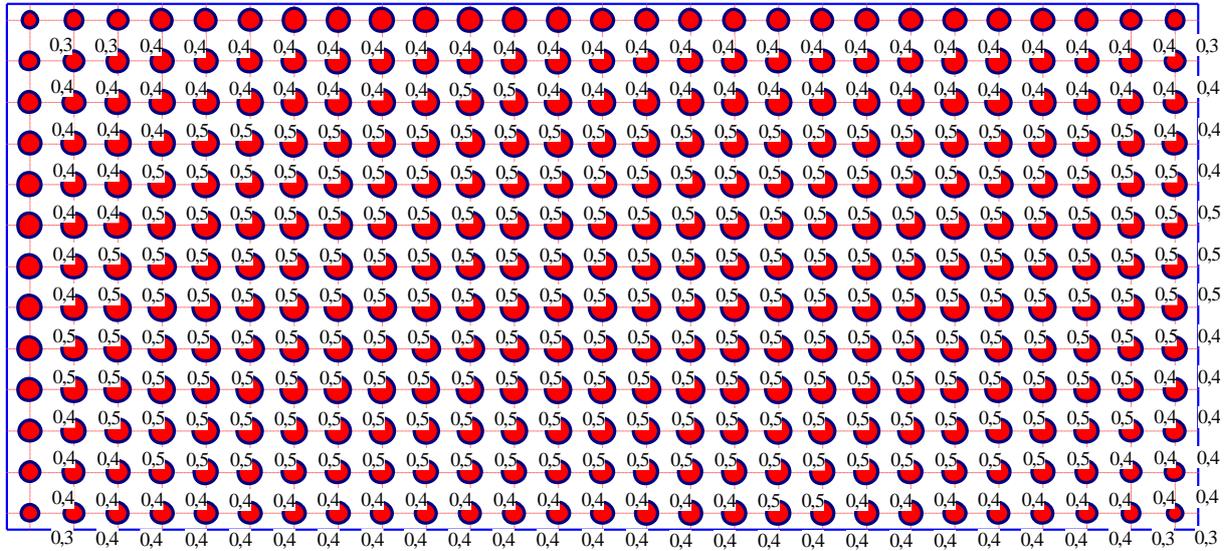


Bild 3.30 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

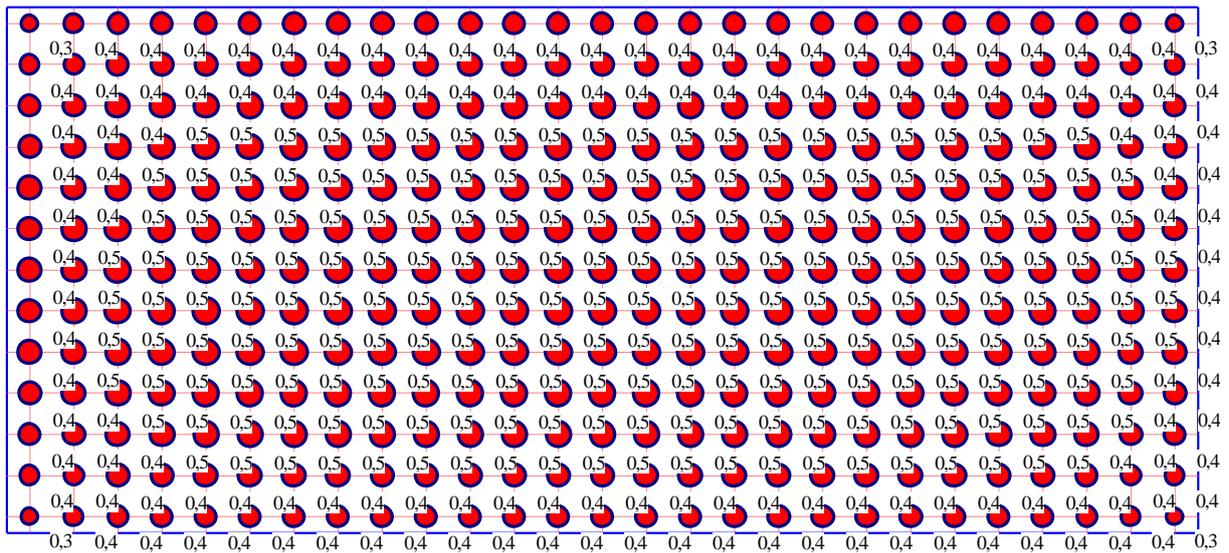


Bild 3.31 Pfahllasten Ph [MN] - NPRH

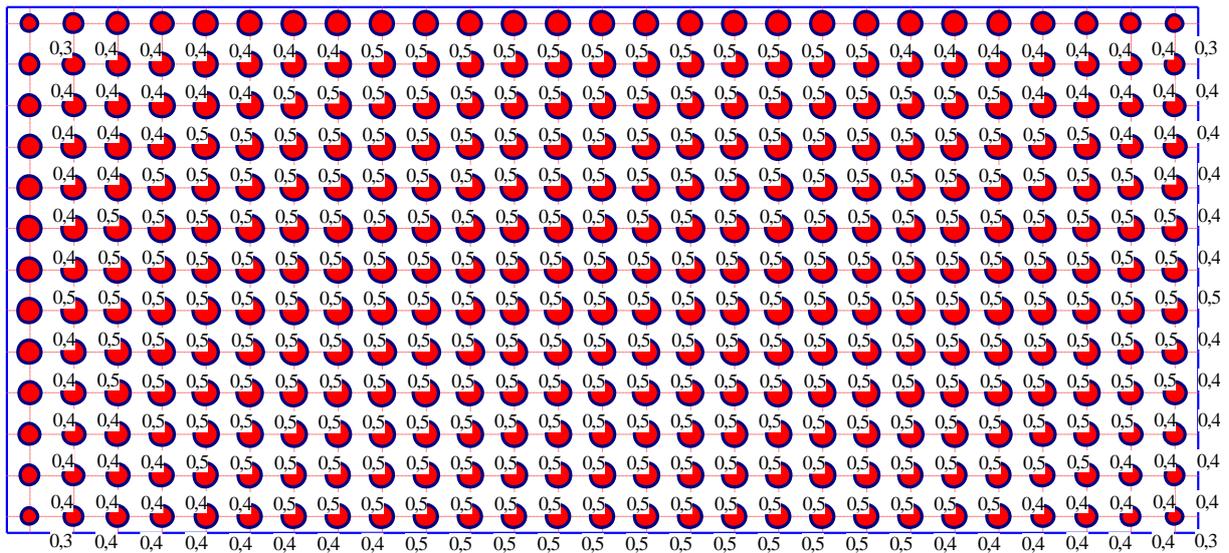


Bild 3.32 Pfahllasten Ph [MN] – NPRD

3.7.3.4 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

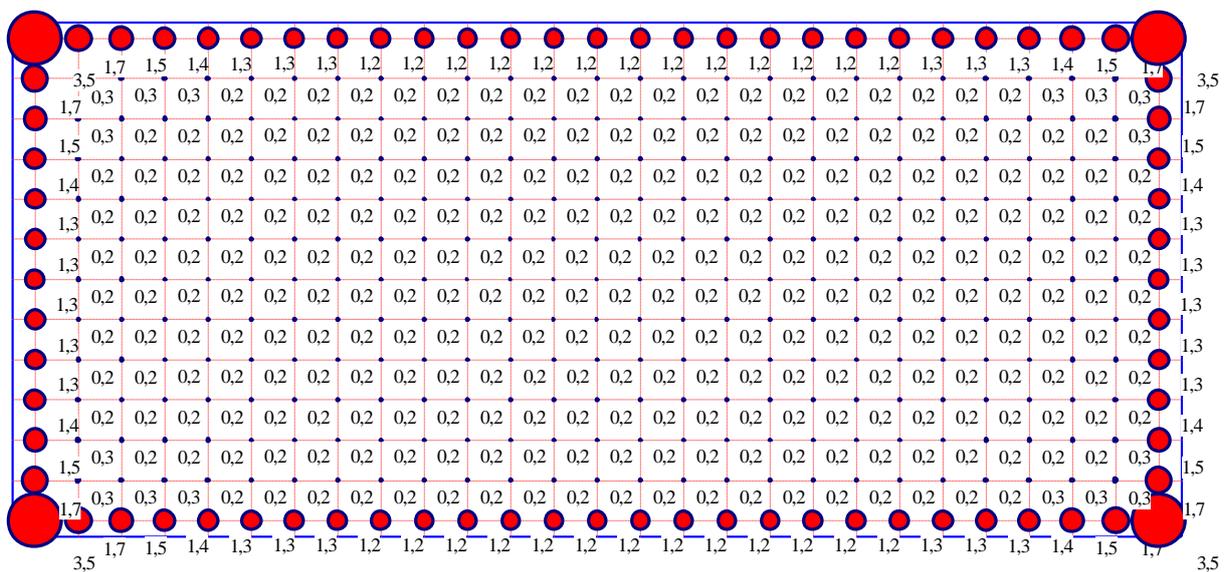


Bild 3.33 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

Pfahlgruppen des Stonebridge Towers

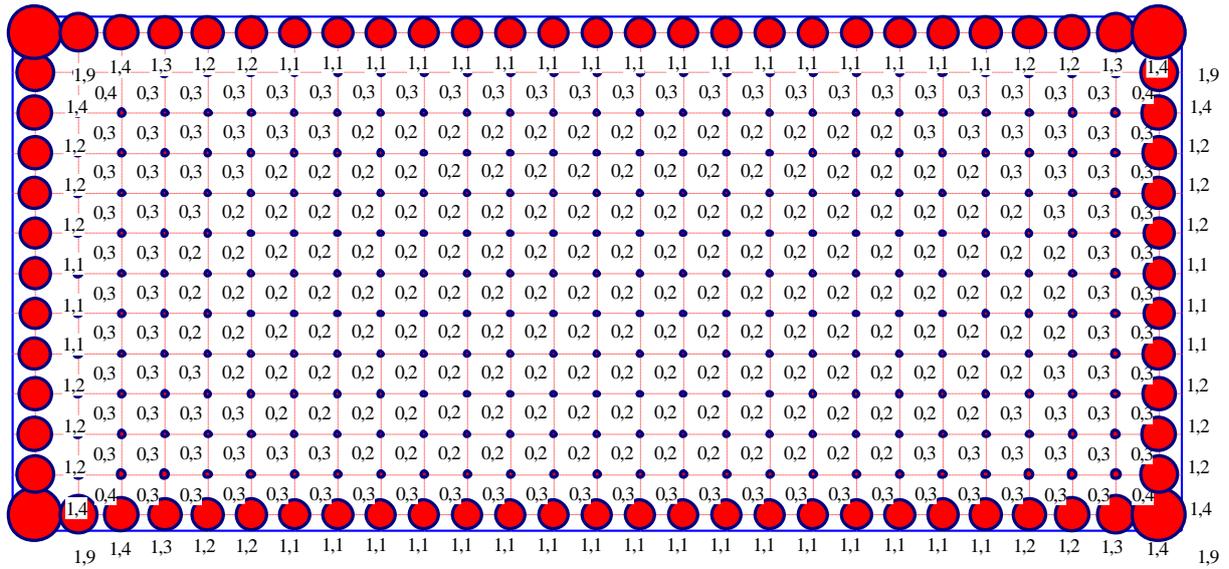


Bild 3.34 Pfahllasten Ph [MN] – NPRH

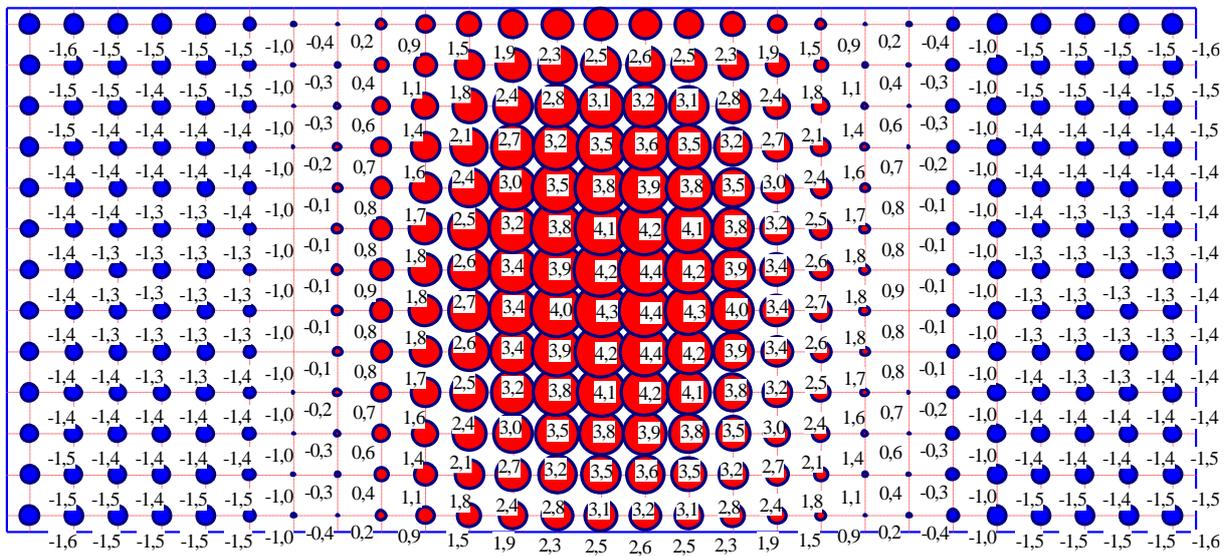


Bild 3.35 Pfahllasten Ph [MN] - NPRD

3.7.3.5 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe

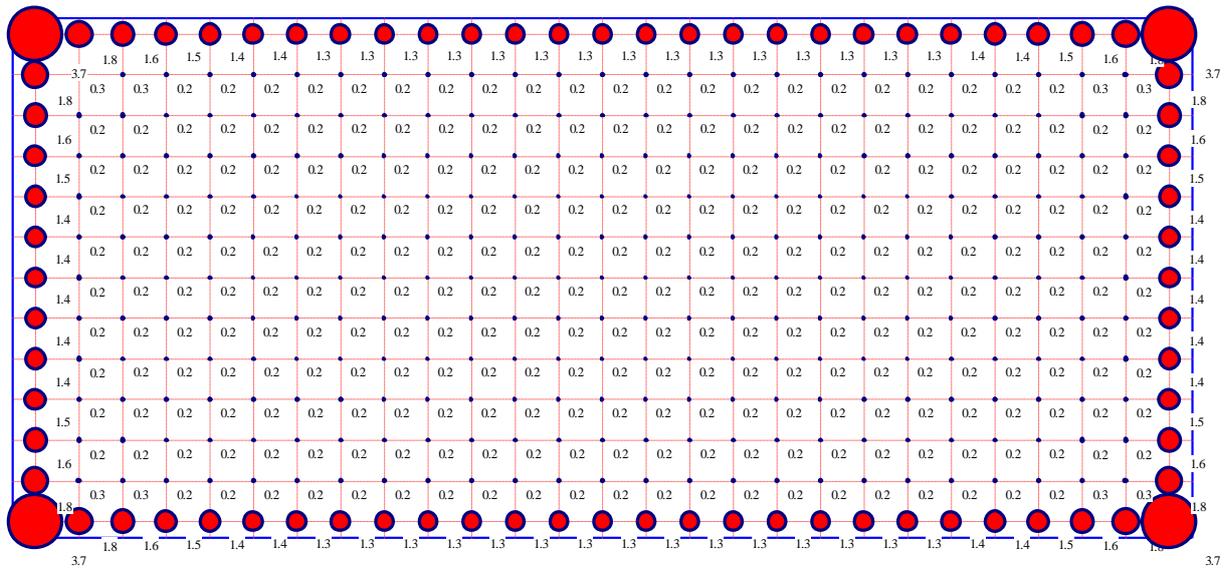


Bild 3.36 Pfahllasten P_h [MN] - LPR

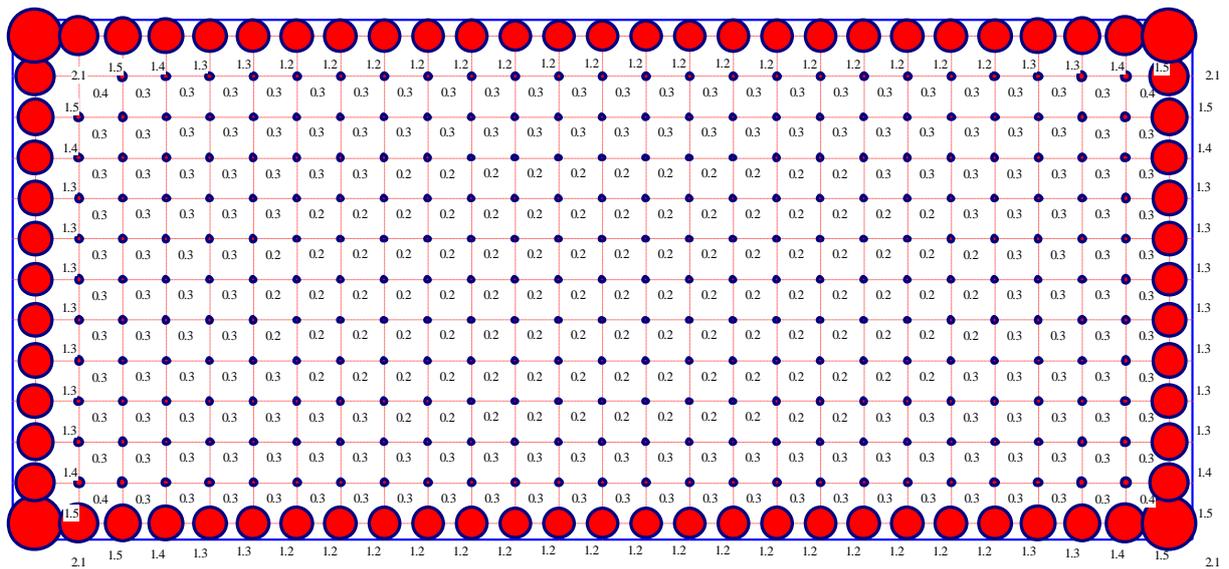


Bild 3.37 Pfahllasten P_h [MN] - NPRH

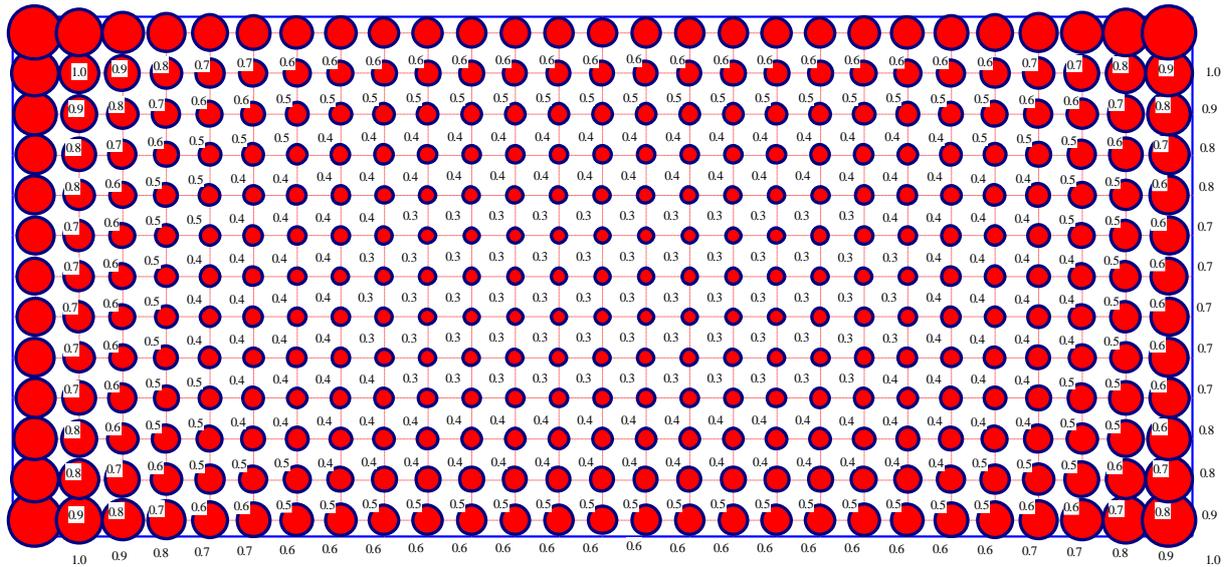


Bild 3.38 Pfahllasten Ph [MN] – *NPRD*

3.7.4 Tabellarische Darstellung

Tabelle 3.2 vergleicht zwischen den Setzungen und Tragwirkungskoeffizienten der Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers* für die verschiedenen Berechnungen. Die Tabelle vergleicht auch die berechneten Setzungen mit der gemessenen Setzung.

Tabelle 3.2 Vergleich zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungen

Verfahren	Berechnung	Setzungen [cm]		gemessene Setzung [cm]	Tragwirkungskoeffizienten α_{kpp} [%]
		Max.	Min.		
Spannungstrapez	-	-	-	1.8	100
Bettungsmodul	<i>LPR</i>	0.19	0.17		99.6
	<i>NPRH</i>	0.23	0.19		99.5
	<i>NPRD</i>	0.30	0.26		99.4
Steifemodul für die elastische Platte	<i>LPR</i>	2.26	1.02		93.3
	<i>NPRH</i>	2.66	1.07		92.5
	<i>NPRD</i>	2.55	1.18		94.4
Steifemodul für die starre Platte	<i>LPR</i>	1.49			95.1
	<i>NPRH</i>	2.04			93.4
	<i>NPRD</i>	Keine Konvergenz			
Steifemodul für starre Pfahlgruppen	<i>LPR</i>	1.50		1.8	100
	<i>NPRH</i>	2.18			100
	<i>NPRD</i>	2.02			100

LPR = Lineare Berechnung

NPRH = Nichtlineare Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion

NPRD = Nichtlineare Berechnung nach DIN 4014

3.8 Auswertung

Bild 3.39 bis Bild 3.42 zeigen die Diagramme der maximalen Setzungen, die Pfahllasten, Tragwirkungskoeffizienten, Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand für Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers* bei verschiedenen Berechnungen.

3.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen

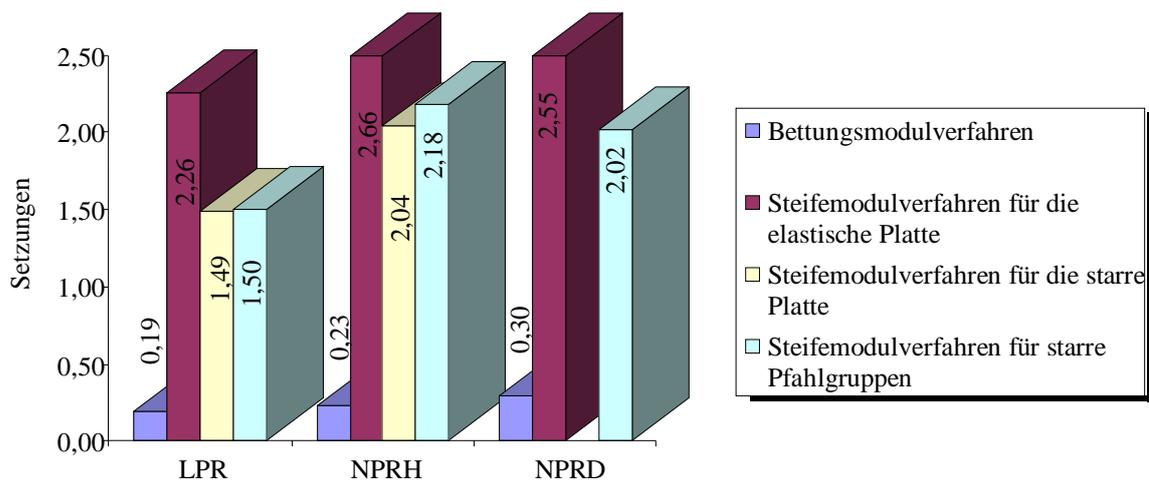


Bild 3.39 Maximale Setzungen [cm]

3.8.2 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP}

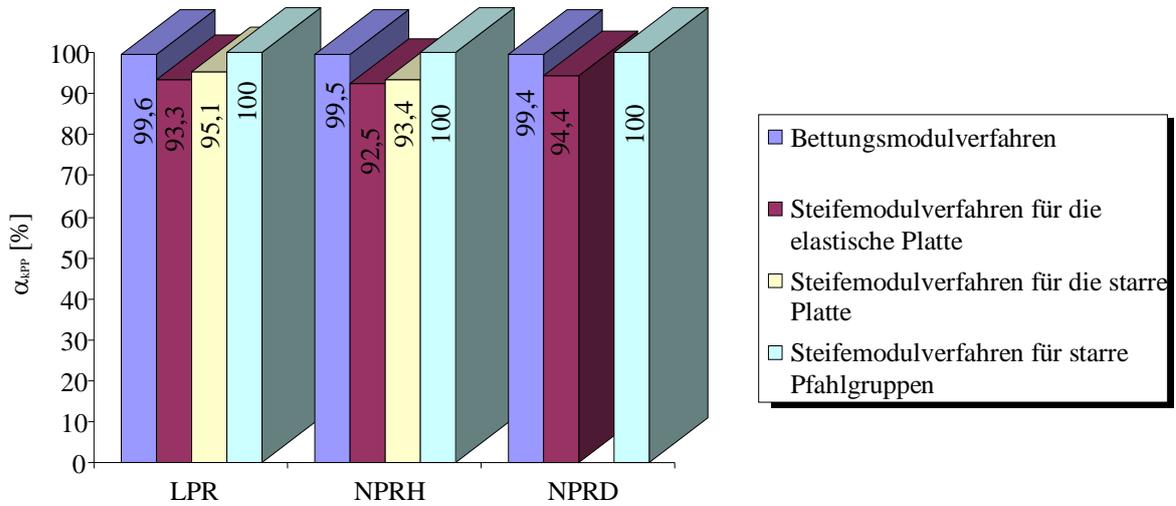


Bild 3.40 Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP} [%]

3.8.3 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand

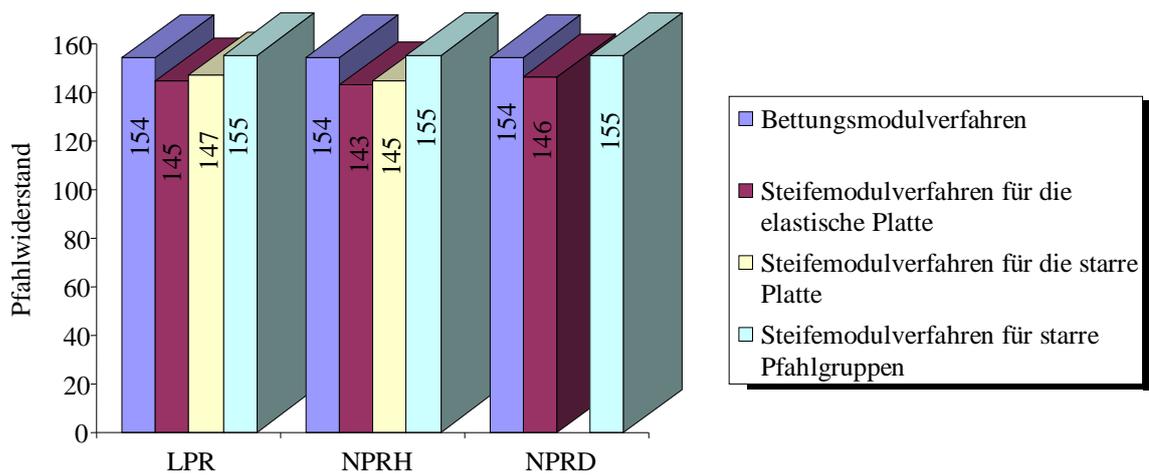


Bild 3.41 Pfahlwiderstand [MN]

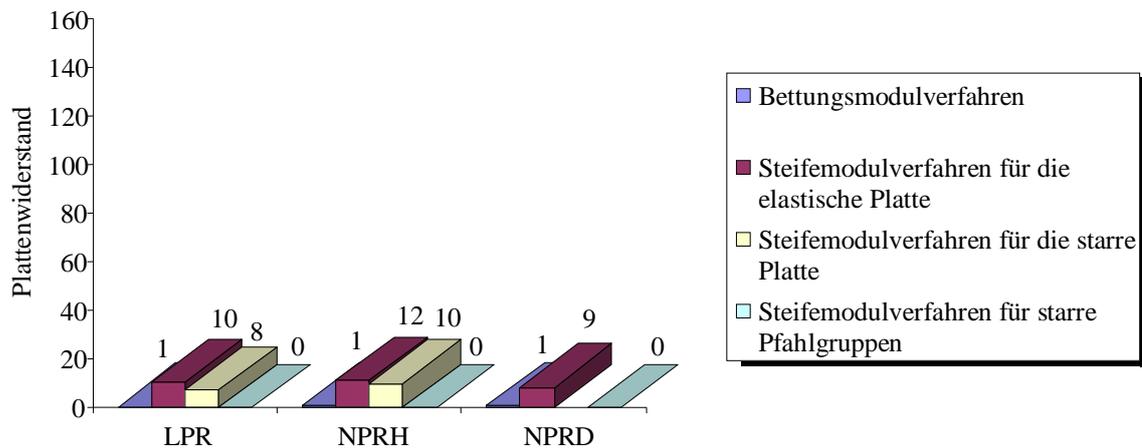


Bild 3.42 Plattenwiderstand [MN]

3.8.4 Vorhandene Messungen und Berechnungen

Die Berechnungen und Messungen der Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers*, die von *Hemsley* (2000) durchgeführt und von *Cooke et al.* (1981) behandelt wurden, werden zur Überprüfung der Genauigkeit der durchgeführten Berechnungen betrachtet. Der *Stonebridge Tower* wurde zwischen 1973 und 1975 gebaut. Vier Jahre nach Vollendung des Baus betrug die aufgezeichnete durchschnittliche Setzung der Platte etwa 1.8 [cm]. Spätere Messungen haben gezeigt, dass die Differenz der Plattensetzung geringfügig ist, denn die Steifigkeit des Wandüberbaus ist hoch. *Padfield/ Sharrock* (1983) modellierten die Platte mit der FE-Methode mit einer äquivalenten Plattendicke von 4.5 [m], um die Steifigkeit des Überbaus zu berücksichtigen. Der Baugrund ist als mehrschichtiger elastischer Halbraum modelliert, um die Belastung sowohl an der Oberfläche als auch in der Tiefe des Pfahlstandorts zu berücksichtigen. Die Pfahl-Platten-Interaktion wurde vernachlässigt. Ein iterativer Prozess wurde verwendet, um die Plattensetzung und Baugrundsetzung anzupassen. Die oben genannten Autoren erhielten eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Ergebnissen.

El Gendy (2007b) betrachtete das Fundament des *Stonebridge Towers* als eine starre Pfahlgruppe, die auf einer sehr tiefen Tonschicht gegründet ist. Mit seinem Verfahren zur Berechnung von Pfählen hat er mit dem Kompressionsbeiwert C_c und der Anfangsporenzahl e_0 eine Setzung von 2.1 [cm] berechnet.

3.8.5 Diskussion der Ergebnisse

Allgemein kann man aus dem Vergleich zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungen mit der gemessenen Setzung folgende Schlussfolgerungen ziehen:

3.8.5.1 Spannungstrapezverfahren

- Wegen der Symmetrie des Systems liefert das Spannungstrapezverfahren an jedem Pfahl die gleiche Pfahllast.
- Der Tragwirkungskoeffizient ist 100%. Bei allen Berechnungsverfahren liegt der Tragwirkungskoeffizient zwischen 92% und 100%.
- Die Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren eines solchen Systems ähneln den Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren (Bild 3.26 bis Bild 3.29). Deshalb ähneln sich auch die Momente beim Spannungstrapezverfahren und Bettungsmodulverfahren.
- Beim Spannungstrapezverfahren gibt es keine Interaktion zwischen dem Boden und der Platte oder den Pfählen. Deshalb können die Setzungen nicht mit dem Verfahren abgeschätzt werden.

3.8.5.2 Bettungsmodulverfahren

- Das Bettungsmodulverfahren liefert die kleinsten Setzungen (Bild 3.5 bis Bild 3.7 und Tabelle 3.2). Vergleicht man die berechnete Setzung mit der gemessenen Setzung, so ergibt sich eine Differenz von 80% bis 91%. Dies bedeutet, dass die Ergebnisse der Setzungen nach dem Bettungsmodulverfahren falsch sind. Allerdings sind die Setzungen nach dem Bettungsmodulverfahren beim *Messturm* plausibel.
- Die nichtlineare Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) liefert größere Setzungen unter allen Knoten der Platte als die lineare Berechnung (*LPR*), wie es im Bild 3.5 bis Bild 3.7 dargestellt ist.
- Das Bettungsmodulverfahren hat die kleinsten Sohldrücke im Vergleich zum Steifemodulverfahren. Der Sohldruck befindet sich am Rand der Platte und liefert den maximalen Wert (Bild 3.17 bis Bild 3.19).
- Die Pfahllasten sind bei allen Pfählen konstant und haben den gleichen Wert sowohl nach dem linearen Verfahren *LPR* als auch nach dem nichtlinearen Verfahren (*NPRH*, *NPRD*) (Bild 3.27 bis Bild 3.29).
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 3.2.
- Die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizienten nach der linearen Berechnung und der nichtlinearen Berechnung für *NPRH* und für *NPRD* ist gering. Sie beträgt bei der nichtlinearen Berechnung 0.1% für *NPRH* und 0.2% für *NPRD* (Tabelle 3.2).

3.8.5.3 Steifemodulverfahren

- Das Steifemodulverfahren für die elastische Platte liefert die Setzungen als Isolinien in einer ovalen Form (Ellipse). Die Setzungen nehmen von außen nach innen zu und erreichen somit die maximale Setzung in der Mitte (Bild 3.8 bis Bild 3.10).
- Das Steifemodulverfahren für die starre Platte liefert eine gleichmäßige Setzung über die Platte (Bild 3.11 bis Bild 3.13). Das Bild 3.13 zeigt eine negative Setzung bei der nichtlinearen Berechnung (*NPRD*). Bei diesem Verfahren gibt es keine Konvergenz in der Genauigkeit der Berechnung.
- Die Setzungen der nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) sind größer als die Setzungen der linearen Berechnung (*LPR*).
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische Platte befinden sich die Sohldrücke am Rand der Platte und nehmen jeweils von den Ecken bis zur Mitte der Kanten zu (Bild 3.20 bis Bild 3.22). Das Verfahren *NPRH* liefert den maximalen Sohldruck.
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Platte sind die Sohldrücke an den Kanten der Platte. Die Sohldrücke nehmen bei den Verfahren *LPR* und *NPRH* von der Mitte der Kanten bis zur den Ecken zu und bilden somit den maximalen Sohldruck an den Ecken. Das Verfahren *NPRD* liefert die maximalen Sohldrücke in der Mitte der längsten Kante der Platte. Es findet an derselben Kante ein Vorzeichenwechsel statt. Daher ergeben sich an den restlichen Kanten einschließlich Ecken negative Sohldrücke. (Bild 3.23 bis Bild 3.25).
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe sind die Sohldrücke aufgrund der fehlenden Kontaktfläche zwischen der Platte und dem Boden gleich Null.
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische Platte sind die größten Pfahllasten im mittleren Bereich der Platte (Bild 3.30 bis Bild 3.32).
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Platte befinden sich die größten Pfahllasten bei den Verfahren *LPR*, *NPRH* an den Kanten und Ecken, wobei bei dem Verfahren *NPRD* ein Vorzeichenwechsel in den Pfahllasten entlang der längsten Kante erfolgt. Die größten und positiven Pfahllasten sind in der Mitte über die komplette Breite verteilt (Bild 3.33 bis Bild 3.35).
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe nehmen die Pfahllasten von der Mitte der Platte bis zu den Kanten und Ecken zu. Die maximalen Pfahllasten sind an den Kanten und Ecken der Platte (Bild 3.36 bis Bild 3.38).
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind generell kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*).

Allgemein kann man aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren Folgendes erkennen:

- Die Setzungen sind bei den nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) unter allen Knoten der Platte größer als bei den linearen Berechnungen (*LPR*), Tabelle 3.2.
- Die Tragwirkungskoeffizienten liegen zwischen 92% und 100% (Tabelle 3.2).
- Der Pfahlwiderstand liegt fast bei 100%. Bei einer KPP wirken beide Elemente (Pfahl, Platte) zusammen.
- Das System für die starre Pfahlgruppe ist daher maßgebend.

3.8.6 Schlussfolgerungen

Aufgrund des geringeren Abstands der einzelnen Pfähle untereinander, wird das System ohne Kontaktfläche und somit ohne die Interaktion zwischen Platte-Boden und Platte-Pfähle betrachtet. Folglich sind die Ergebnisse der Pfahl-Plattengründung denen von Pfahlgruppen ähnlich. Deshalb ist die Berechnung des Systems als Pfahlgruppe geeignet. Die Ergebnisse der Setzungen nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte, die starre Platte und die starre Pfahlgruppe sind plausibel. Das Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe ist maßgebend. Gemessen wurde eine Setzung von 1.8 [cm]. Nach dem Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*) erhält man 2.02 [cm] und mit Verwendung der hyperbolischen Funktion (*NPRH*) erhält man 2.18 [cm]. Das Bettungsmodulverfahren liefert unrealistische Werte.

Untersuchungsfall 4

**Pfahlgruppen
des *Dashwood Houses* in London**

Inhalt	Seite
Untersuchungsfall 4: Pfahlgruppen des <i>Dashwood Houses</i> in London	C4- 3
4.1 Allgemeines	3
4.2 FE-Netz	3
4.3 Pfahl- und Plattenmaterial	4
4.4 Baugrunddaten	4
4.5 Lastdaten	7
4.6 Berechnung der Pfahlgruppen	7
4.7 Ergebnisse	8
4.7.1 Setzungen	8
4.7.2 Sohldrücke	13
4.7.3 Pfahllasten	18
4.7.4 Tabellarische Darstellung	25
4.8 Auswertung	26
4.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen	26
4.8.2 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten	26
4.8.3 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand	27
4.8.4 Vorhandene Messungen und Berechnungen	28
4.8.5 Diskussion der Ergebnisse	28
4.8.6 Schlussfolgerungen	31
Empfohlene Berechnungsverfahren für unterschiedliche Untersuchungsfälle	31
Literatur	36

Untersuchungsfall 4: Pfahlgruppen des *Dashwood Houses* in London

4.1 Allgemeines

Hong et al. (1999) haben ein Verfahren für die Berechnung von großen vertikal belasteten Pfahlgruppen mit Hilfe von Lastübertragungskurven (*NPRLT*) entwickelt. Die Autoren haben das Verfahren *NPRLT* auf der Pfahlplatte des *Dashwood Houses* angewendet. Sie verglichen die berechnete Setzung mit der Feldmessung nach *Hooper* (1979). In diesem Untersuchungsfall werden die berechneten und gemessenen Setzungen der Pfahlplatte berücksichtigt, um die Genauigkeit der Berechnungsverfahren im Programm *ELPLA* zu überprüfen.

Dashwood House ist ein Hochhaus mit 15 Stockwerken und liegt in Nord-London in England. Das Hochhaus ist 61 [m] hoch. Als Gründungsplatte wurde eine rechteckige Platte mit den Abmessungen 33 [m] und 31.5 [m] und einer Dicke von 0.9 [m] angesetzt. Unter der Platte befinden sich insgesamt 462 Bohrpfähle. Die Pfähle haben eine Länge von $l = 15$ [m] und einen Durchmesser von $D = 0.485$ [m]. Sie liegen in einem quadratischen Raster von 1.5 [m], wie im Bild 4.1 dargestellt. Die gesamte Last des Gebäudes einschließlich der Platte ergibt 274 [MN], d.h. eine gleichmäßige Flächenlast von 264 [kN/m²].

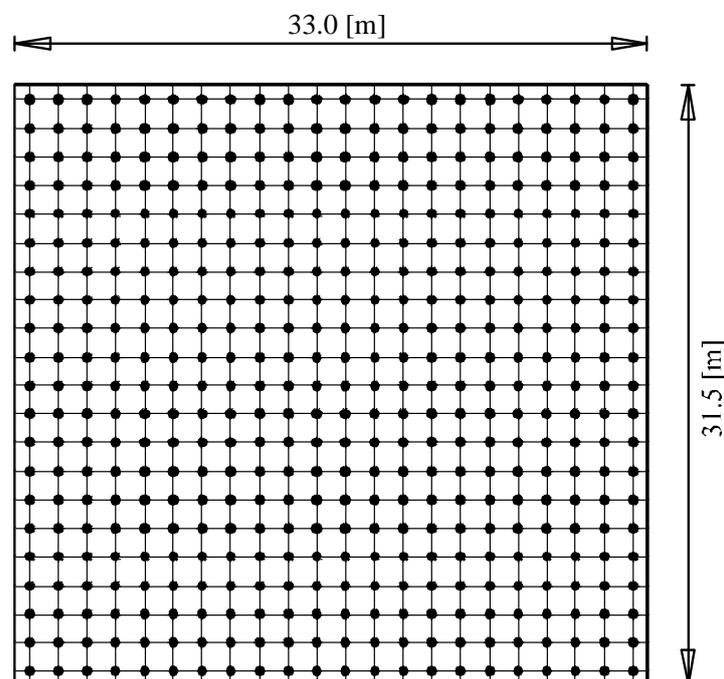


Bild 4.1 *Dashwood House*: Draufsicht der Platte mit Pfählen

4.2 FE-Netz

Die Platte mit den Pfählen mit den Abmessungen 33 [m] * 31.5 [m] ist zu berechnen. Die Platte wird in Elemente mit einer Maximallänge von 1.5 [m] in x - sowie in y -Richtung unterteilt, wie im Bild 4.2 dargestellt. Ebenso werden die Pfähle in Elemente mit 3.75 [m] Länge unterteilt.

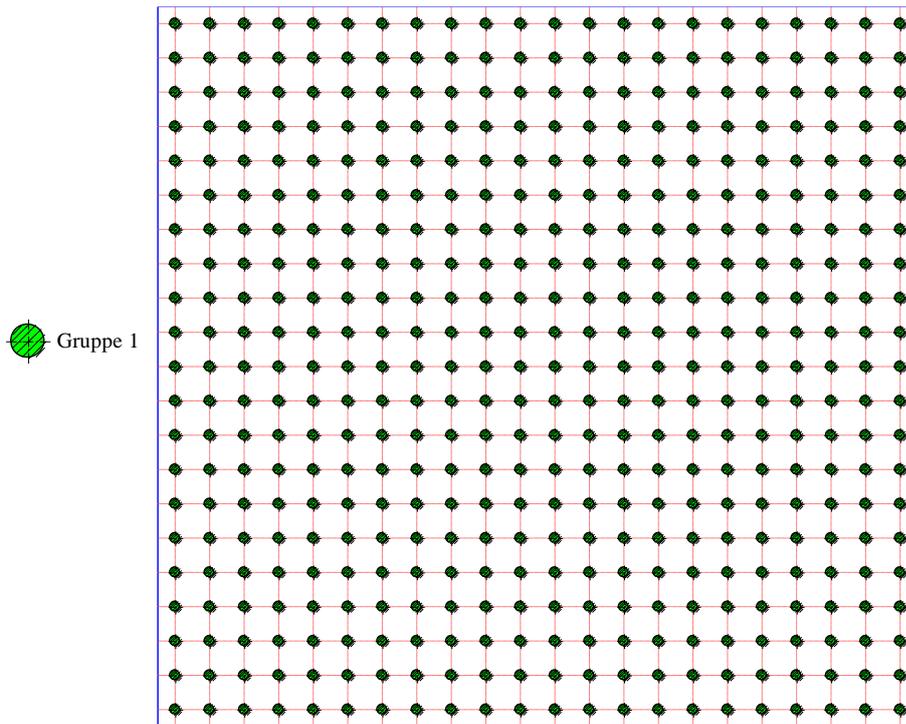


Bild 4.2 FE-Netz der Platte mit Pfählen

4.3 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wurde in der Berechnung mit 0.9 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser von 0.485 [m] und der Länge von 15 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Für die Platte:

Elastizitätsmodul	E_p	=	20 000	[MN/m ²]
Poissonzahl	ν_p	=	0.25	[-]
Wichte	γ_b	=	25	[kN/m ³]

Für die Pfähle:

Elastizitätsmodul	E_p	=	30 000	[MN/m ²]
Wichte	γ_b	=	25	[kN/m ³]

4.4 Baugrunddaten

Die Eigenschaften des Londoner Tons können wie folgt beschrieben werden:

Undrained Kohäsion

Es handelt sich dabei um einen überkonsolidierten Ton. Die undrained Kohäsion nimmt mit der Tiefe zu und wird näherungsweise laut *Hong et al.* (1999) durch die folgende lineare Beziehung beschrieben:

$$c_u = 150 + 6.67z \quad (4.1)$$

wobei:

- c_u Undrainierte Kohäsion des Londoner Tons [kN/m²]
 z Tiefe ab Oberkante Ton [m]

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Londoner Tons wird mit $\nu_s = 0.25$ [-] angesetzt.

Steifemodul

Hong et al. (1999) benutzen ein Verhältnis von 200 zwischen dem Schubmodul G und der undrainierte Kohäsion C_u um einen variablen Submodul für Boden zu bestimmen.

$$G = 200c_u = 200(150 + 6,67z) \quad (4.2)$$

Die Beziehung zwischen dem Schubmodul G und Elastizitätsmodul E wird gegeben durch:

$$G = \frac{E}{0,5(1 + \nu_s)} \quad (4.3)$$

Setzt man Gl. (4.3) in Gl. (4.2) ein, und unter der Annahme einer *Poissonzahl* des Tons von $\nu_s = 0,25$ [-] erfolgt:

$$E = E_o(1 + 0,0445z) \quad (4.4)$$

wobei:

- G Schubmodul, [kN/m²]
 E Elastizitätsmodul der Erstbelastung des Londoner Tons, [kN/m²]
 ν_s *Poissonzahl* des Bodens, [-]
 E_o Anfangssteifemodul, $E_{so} = 75000$ [kN/m²]

Grenzfahllast

Die mittlere undrainede Kohäsion c_u des Londoner Tons wird als $c_u = 200$ [kN/m²] angesetzt. *Russo* (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180$ [kN/m²] vor, die einer undrainede Kohäsion von $c_u = 200$ [kN/m²] entspricht. Die Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion ist $\tau = 180$ [kN/m²]. Somit ergibt sich folgende Grenzfahllast für die Pfähle mit der Länge = 15 [m]:

$$Ql = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 0.485 * 15 = 4114 \text{ [kN]} = 4.1 \text{ [MN]} \quad (4.5)$$

Die Grenzfahllast Ql ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Ql von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Ql = 1.5$ bis $2 Qu$, wobei Qu die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Das Grundwasser im typischen Ton Londons liegt innerhalb von 1.0 [m] von der Bodenoberfläche nach *Rickard et al.* (1985). Das Grundwasser wird direkt unter der Platte in einer Tiefe von 1.0 [m] angenommen.

Pfahlgruppen des *Dashwood Houses*

Bodenkennwerte

Eine Bodenschicht von $H = 100$ [m] Mächtigkeit ist berücksichtigt. Für die Berechnung wurde die gesamte Schicht des Baugrunds, wie im Bohrprofil in Bild 4.3 gezeigt, mit 10 Schichten angenommen.

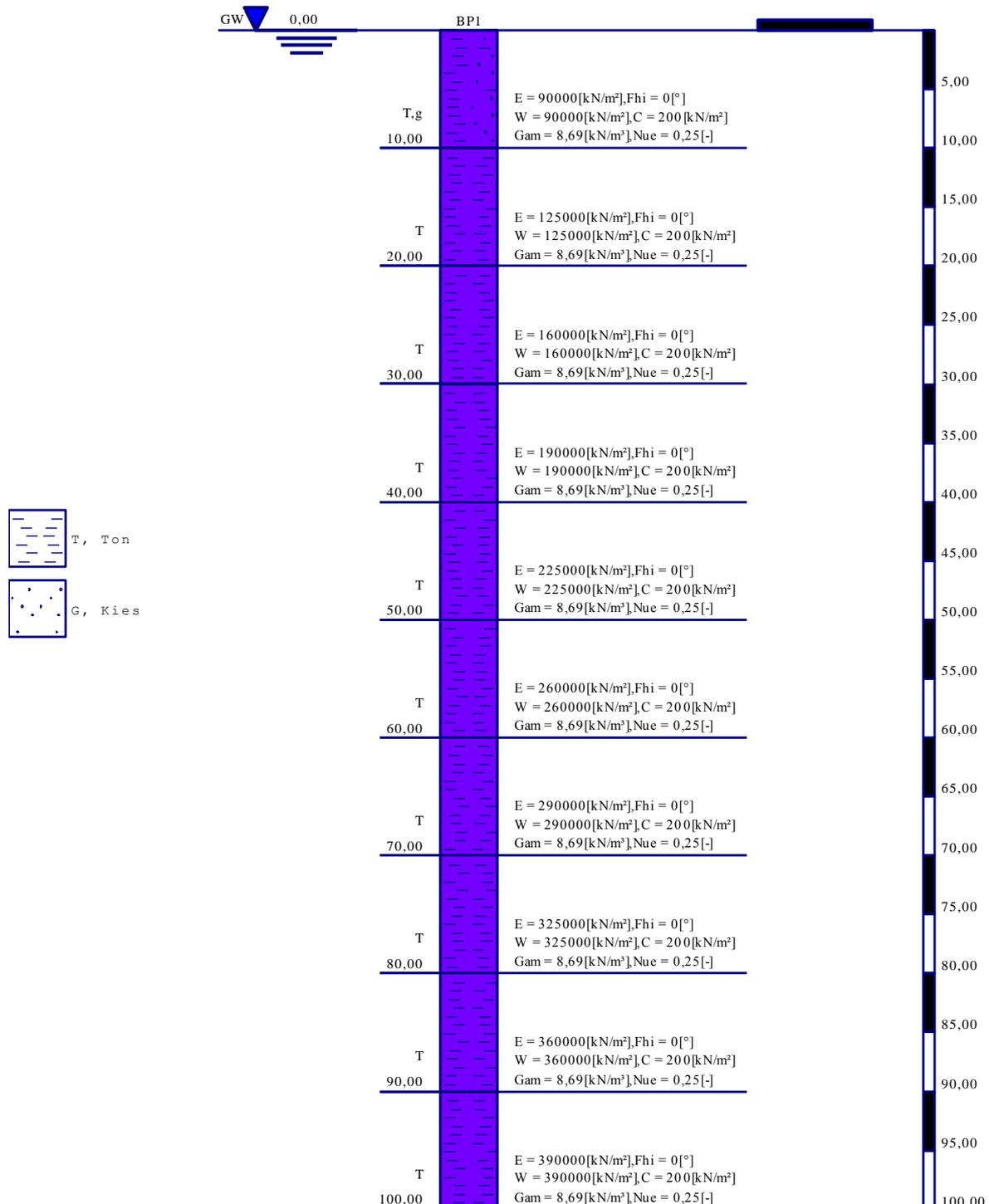


Bild 4.3 Darstellung des Bohrprofils

4.5 Lastdaten

Die gesamte vertikale Last einschließlich Eigengewicht der Platte beträgt 274 [MN]. Die Last wird als Flächenlast von 264 [kN/m²] angesetzt.

4.6 Berechnung der Pfahlgruppen

Um den Unterschied zwischen den Ergebnissen der Pfahlgruppe des *Dashwood Houses* bei verschiedenen Berechnungen zu zeigen, werden insgesamt 13 Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt:

Tabelle 4.1 Berechnungsverfahren der Platte mit den Pfählen

Nr.	Verfahren	Linearität der Berechnung	Bezeichnung
1	Spannungstrapezverfahren	-	-
2	Bettungsmodulverfahren	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
3		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
4		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
5	Steifemodulverfahren für die elastische Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
6		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
7		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
8	Steifemodulverfahren für die starre Platte	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
9		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
10		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>
11	Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen	Lineare Berechnung	<i>LPR</i>
12		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion	<i>NPRH</i>
13		Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014/ jetzt DIN 1054	<i>NPRD</i>

Bedeutung der Bezeichnungen *LPR*, *NPRH* und *NPRD* in der Tabelle 4.1:

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*)
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion (*NPRH*)
- Lineare Berechnung (*LPR*)

Das Verfahren *NPRD* wurde von *El Gendy et al.* (2006) entwickelt, während die Verfahren *NPRH* und *LPR* von *El Gendy* (2007a) entwickelt wurden.

4.7 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Setzungen für die verschiedenen Berechnungen werden mit Isolinien als isometrische Darstellungen im Bild 4.4 bis Bild 4.15 gezeigt. Die Sohldrücke werden als Kreisdiagramme im Bild 4.16 bis Bild 4.24 dargestellt. Pfahllasten werden als Kreisdiagramme im Bild 4.25 bis Bild 4.37 abgebildet.

4.7.1 Setzungen

4.7.1.1 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Bettungsmodulverfahren

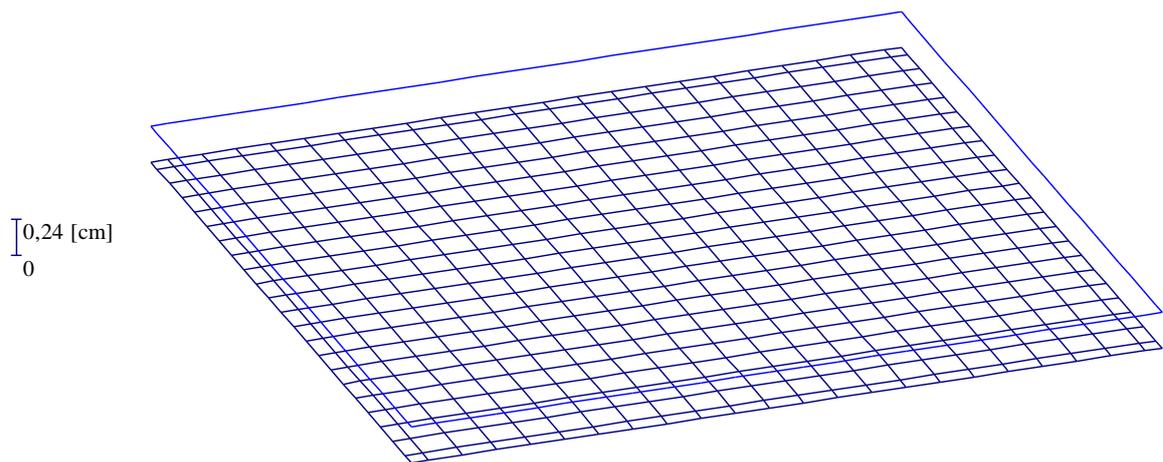


Bild 4.4 Setzungen [cm] - *LPR* - Max. $s = 0.24$ [cm], Min. $s = 0.23$ [cm]

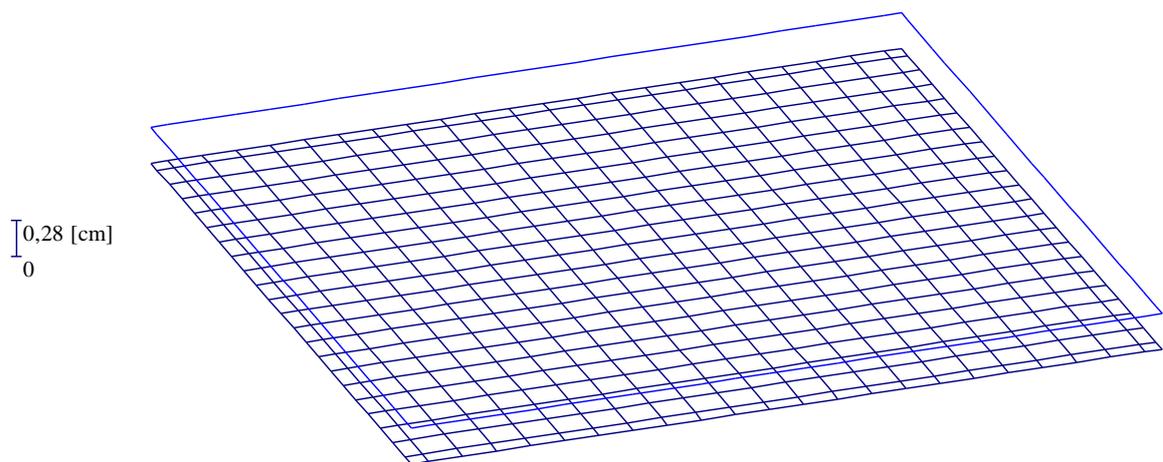


Bild 4.5 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 0.28$ [cm], Min. $s = 0.27$ [cm]

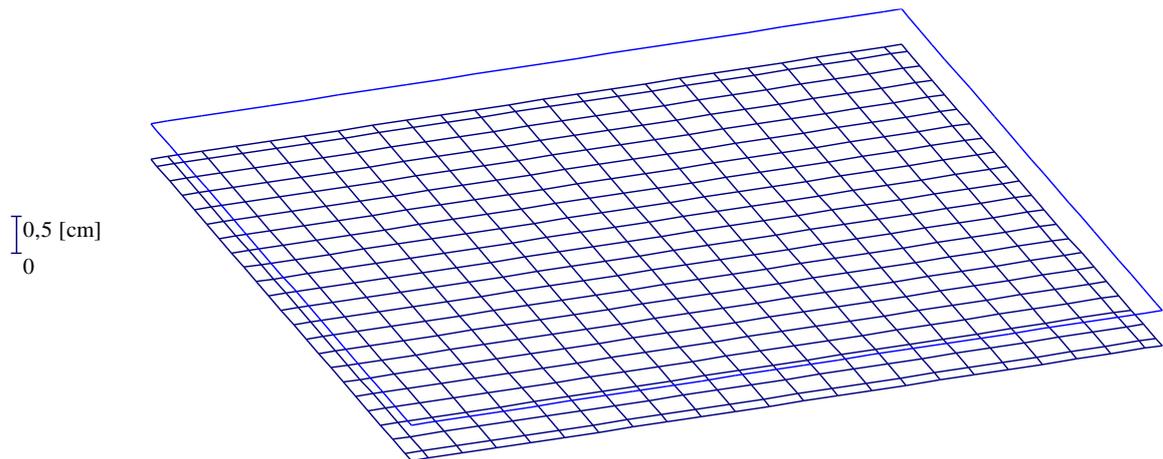


Bild 4.6 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 0.50$ [cm], Min. $s = 0.49$ [cm]

4.7.1.2 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

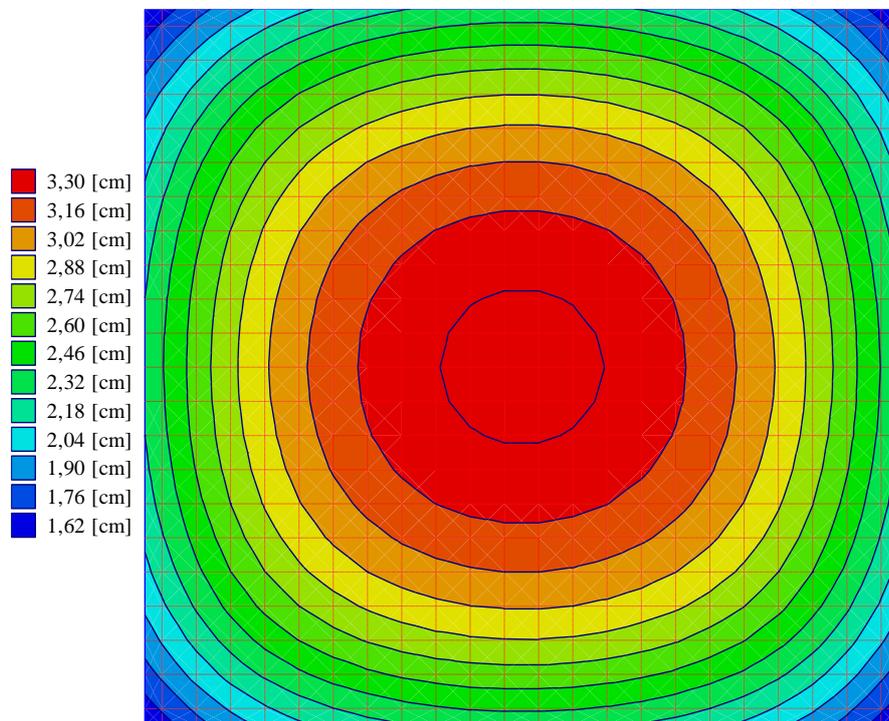


Bild 4.7 Setzungen [cm] - *LPR* - Max. $s = 3.41$ [cm], Min. $s = 1.55$ [cm]

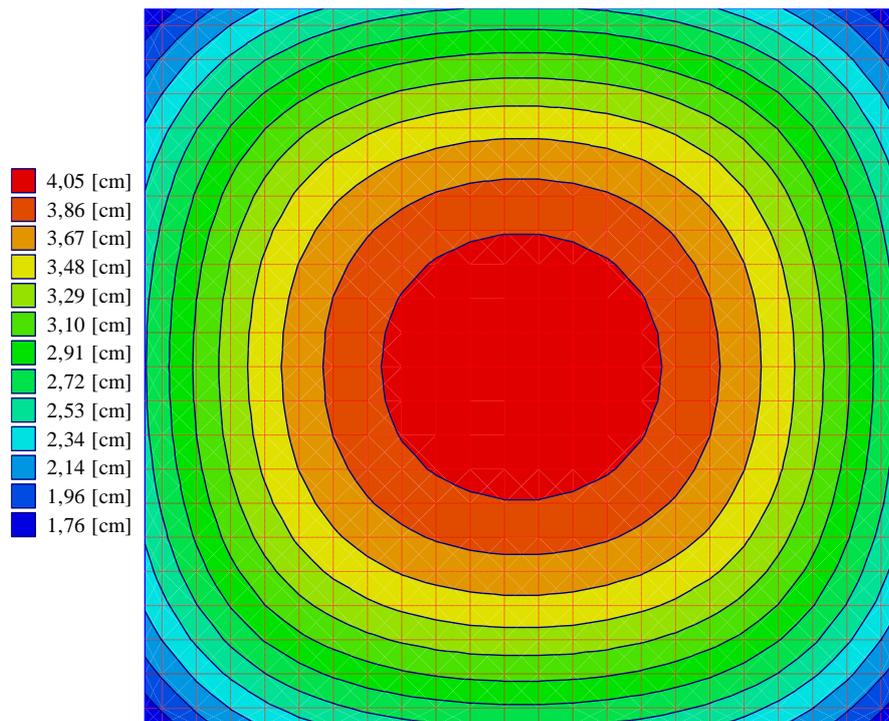


Bild 4.8 Setzungen [cm] - *NPRH* - Max. $s = 4.12$ [cm], Min. $s = 1.67$ [cm]

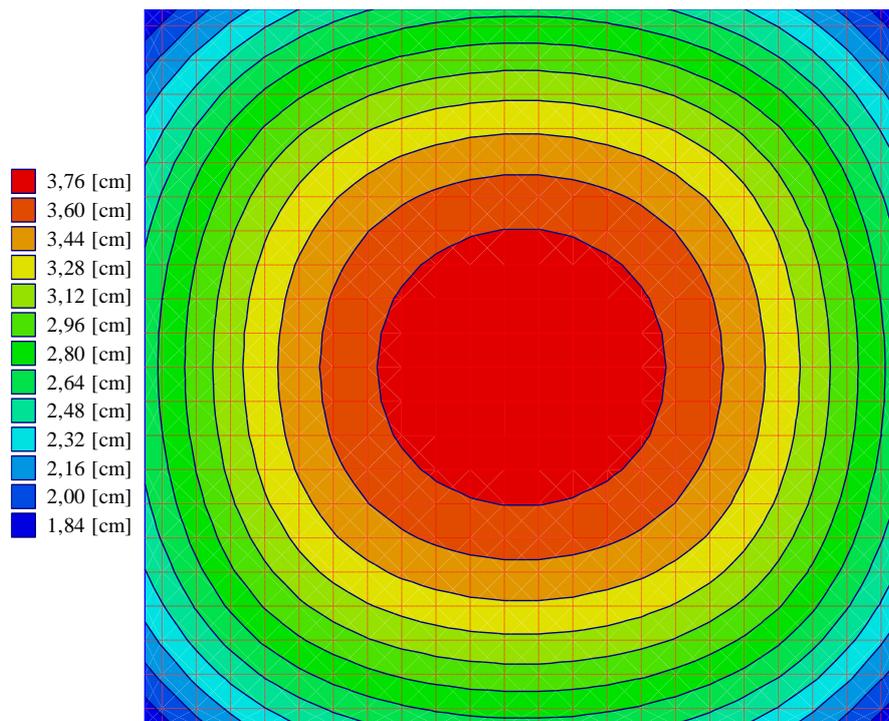


Bild 4.9 Setzungen [cm] - *NPRD* - Max. $s = 3.84$ [cm], Min. $s = 1.76$ [cm]

4.7.1.3 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

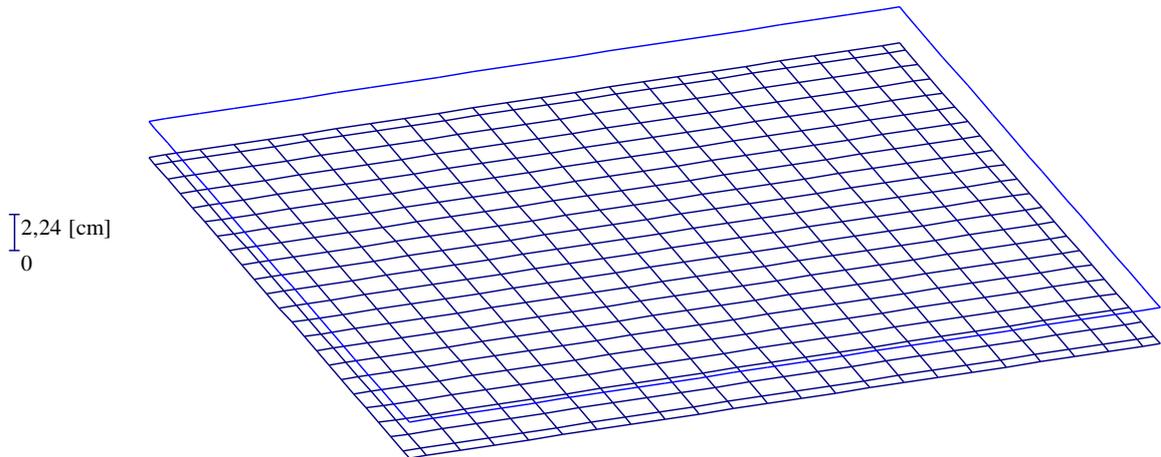


Bild 4.10 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 224$ [cm]

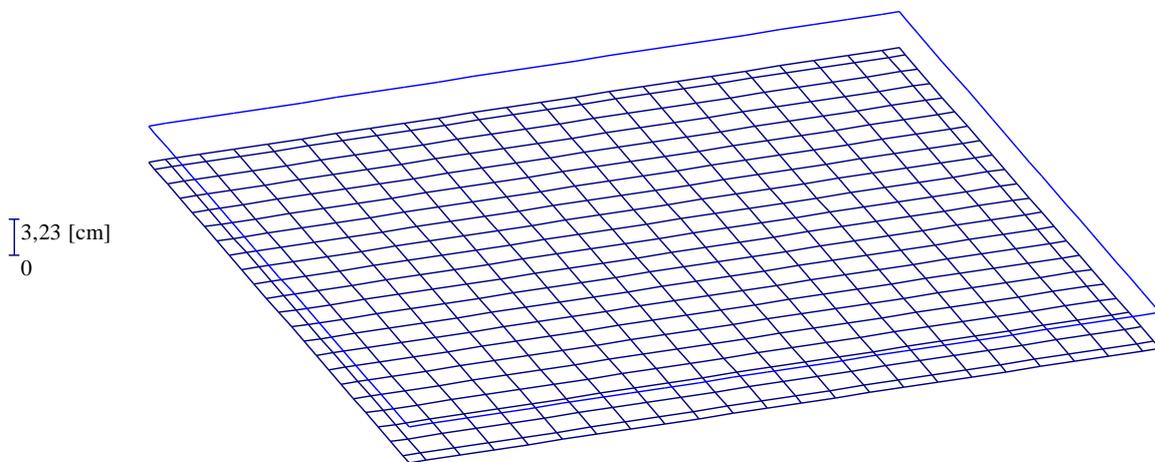


Bild 4.11 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 3.23$ [cm]

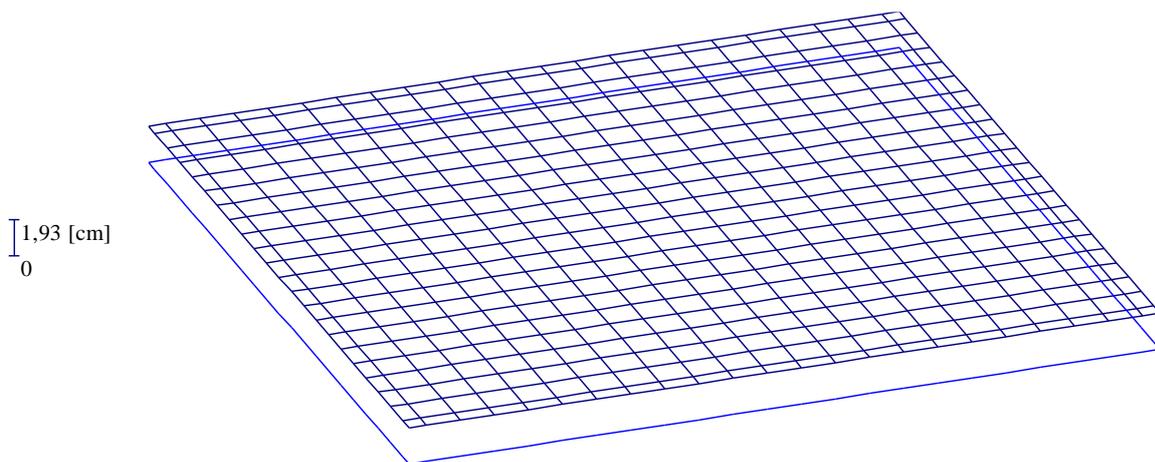


Bild 4.12 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = -1.93$ [cm]

4.7.1.4 Setzungen der Pfahlplatten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe

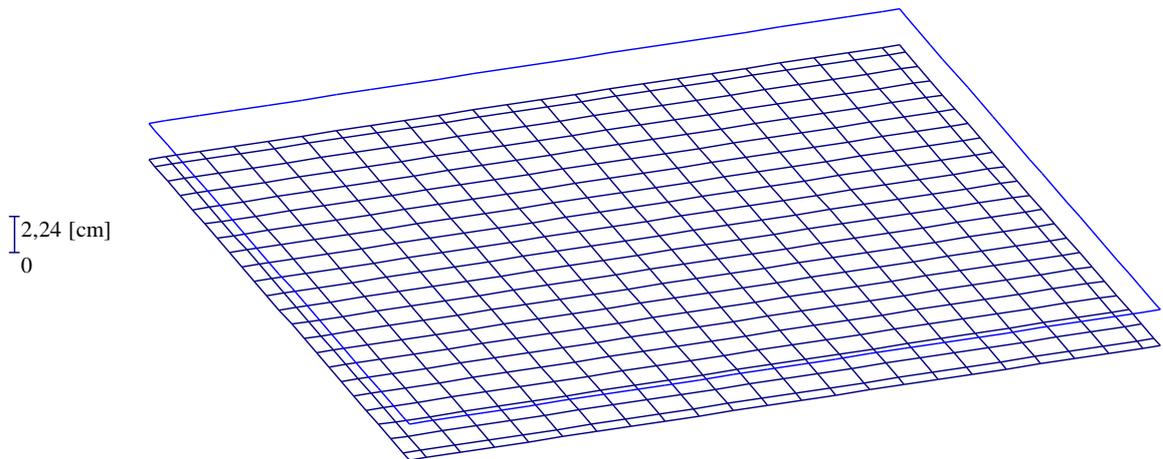


Bild 4.13 Setzungen [cm] - *LPR* - $s = 2.24$ [cm]

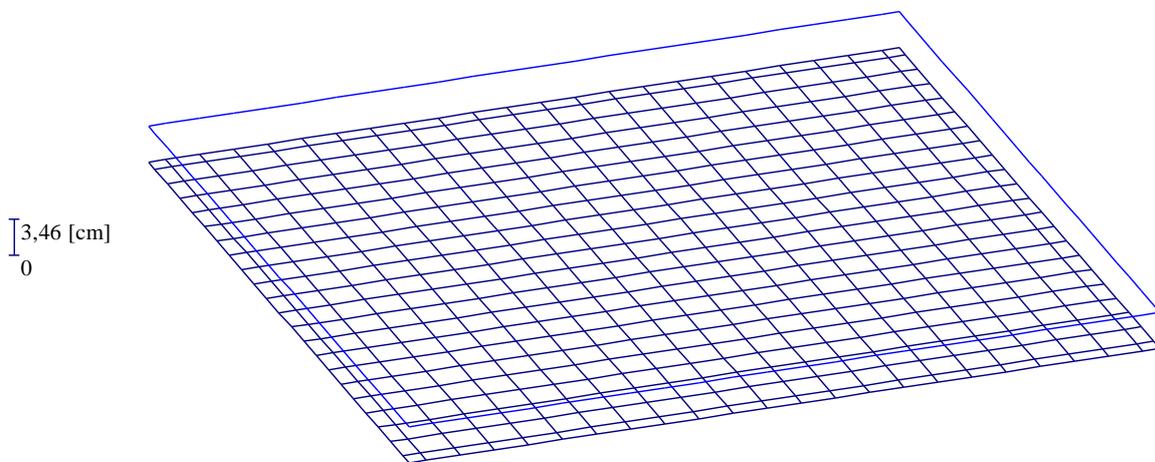


Bild 4.14 Setzungen [cm] - *NPRH* - $s = 3.46$ [cm]

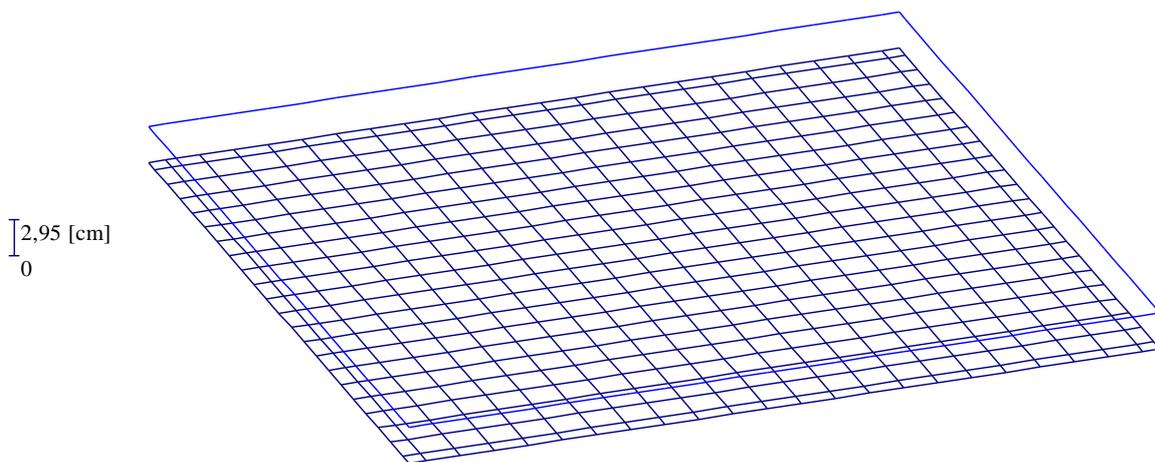


Bild 4.15 Setzungen [cm] - *NPRD* - $s = 2.95$ [cm]

Pfahlgruppen des *Dashwood Houses*

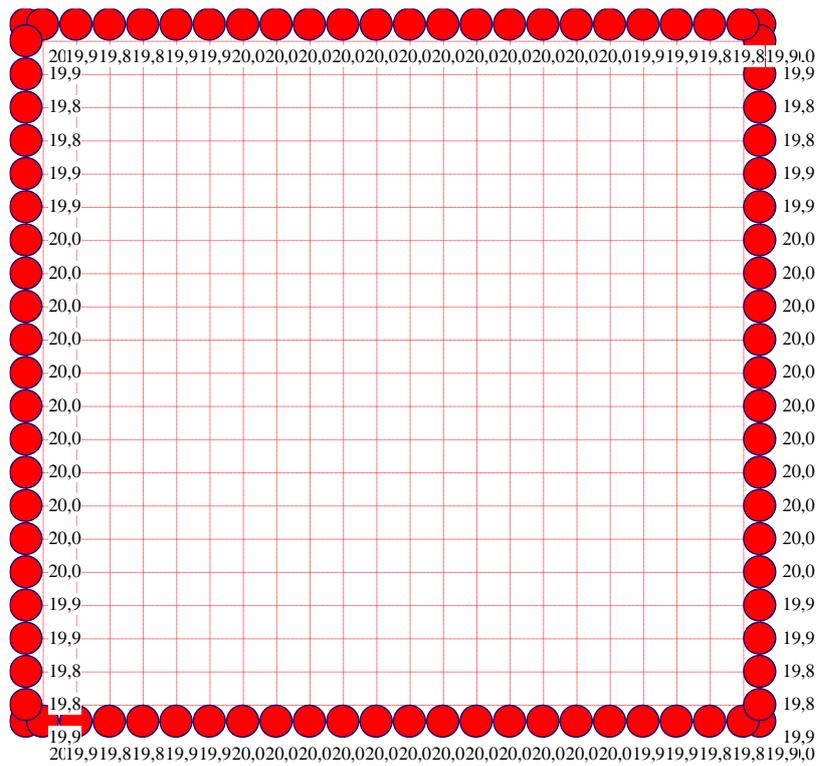


Bild 4.17 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRH* - Max. $q = 20 \text{ kN/m}^2$ am Rand

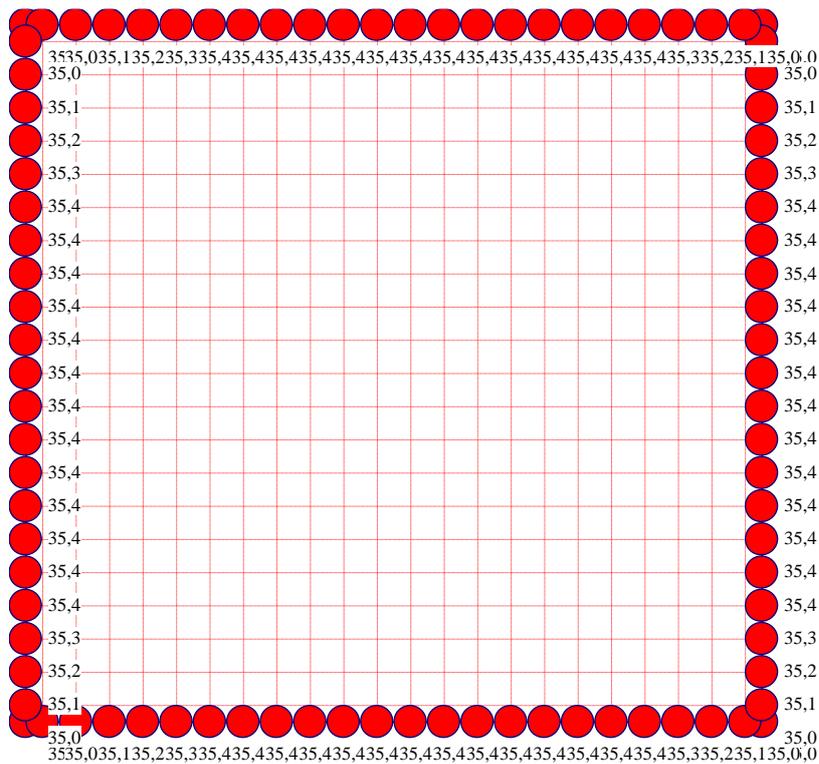


Bild 4.18 Sohldrücke [MN/m^2] - *NPRD* - Max. $q = 35.4 \text{ kN/m}^2$ am Rand

4.7.2.2 Sohl drücke nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte

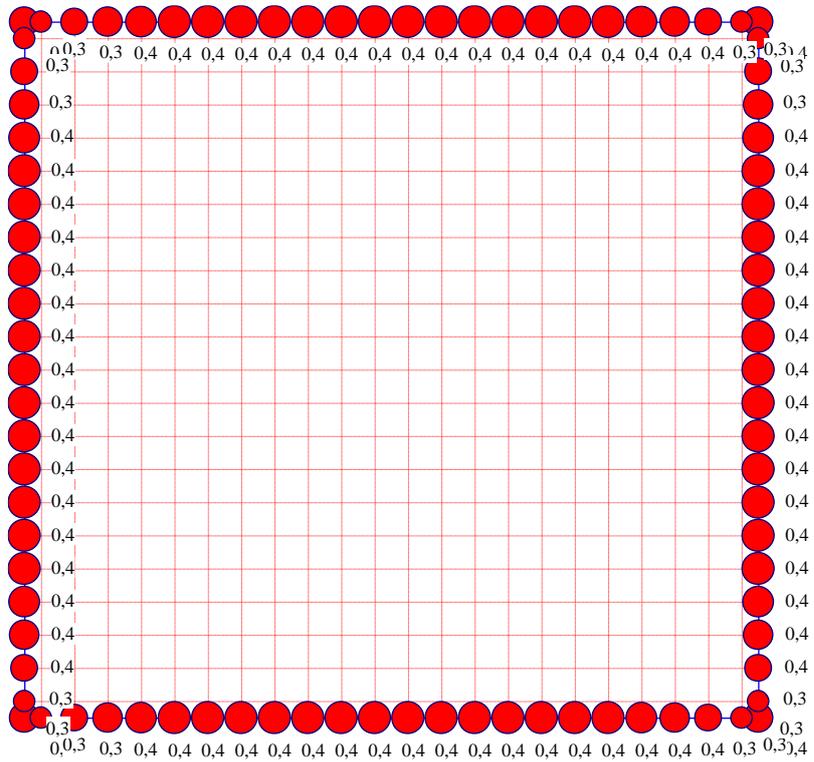


Bild 4.19 Sohl drücke [MN/m²] - LPR - Max. $q = 0.4$ [MN/m²] am Rand

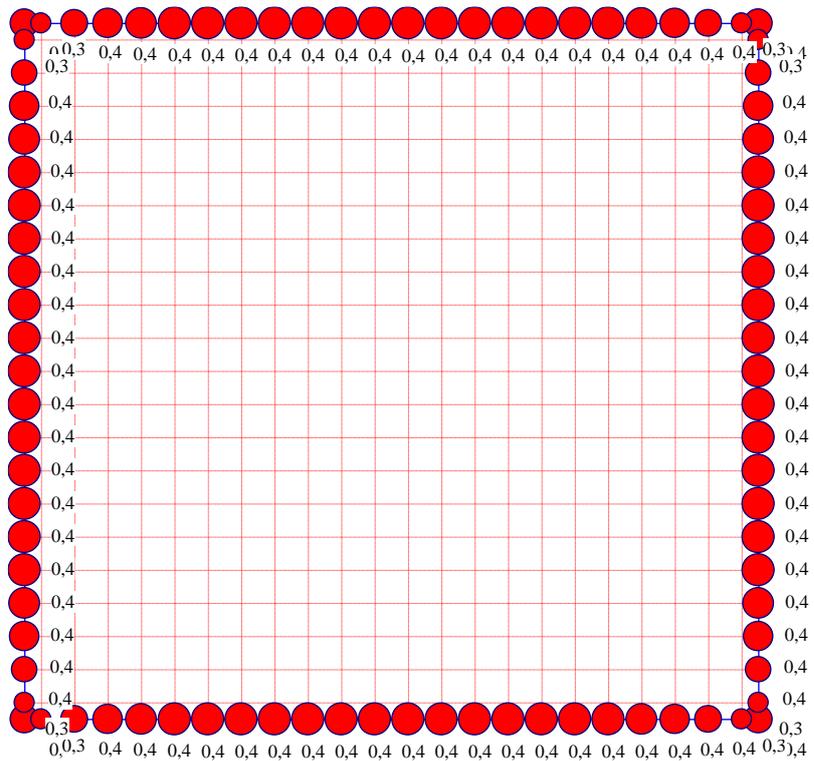


Bild 4.20 Sohl drücke [MN/m²] - NPRH - Max. $q = 0.4$ [MN/m²] am Rand

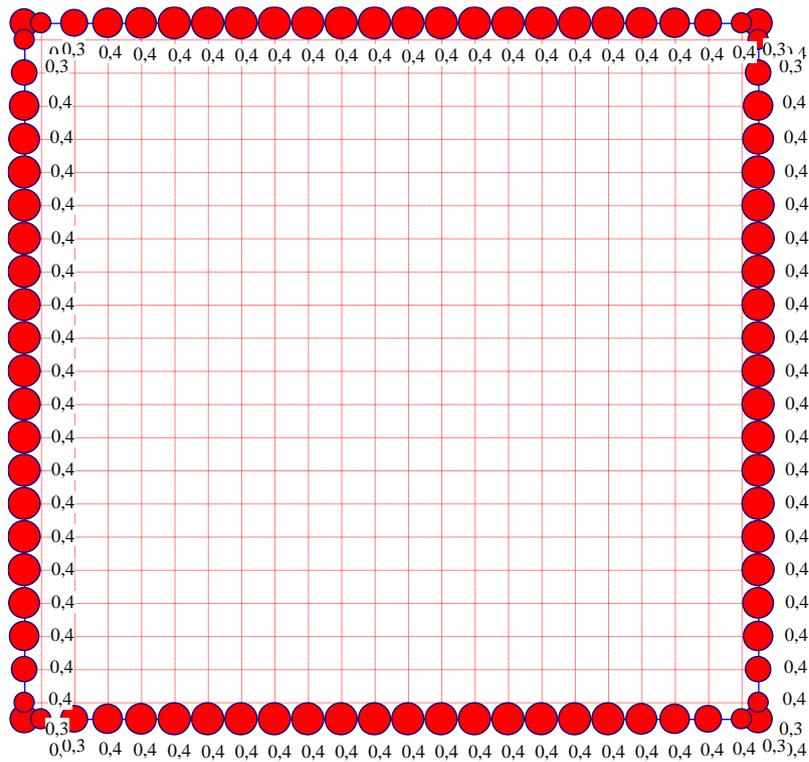


Bild 4.21 Sohldrücke [MN/m^2] – *NPRD* - Max. $q = 0.4$ [MN/m^2] am Rand

4.7.2.3 Sohldrücke nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

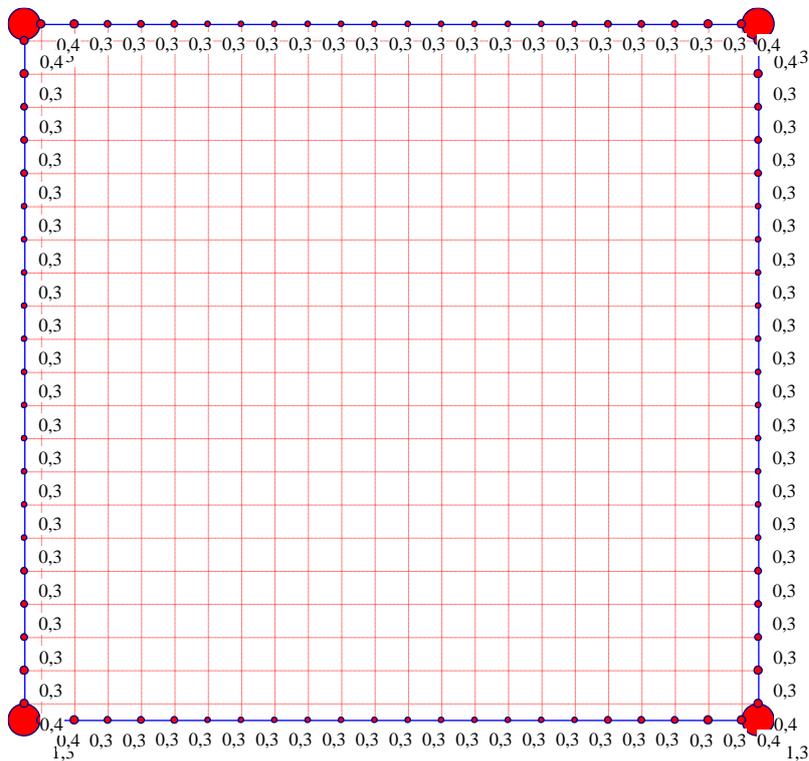


Bild 4.22 Sohldrücke [MN/m^2] - *LPR* - Max. $q = 10.3$ [MN/m^2]

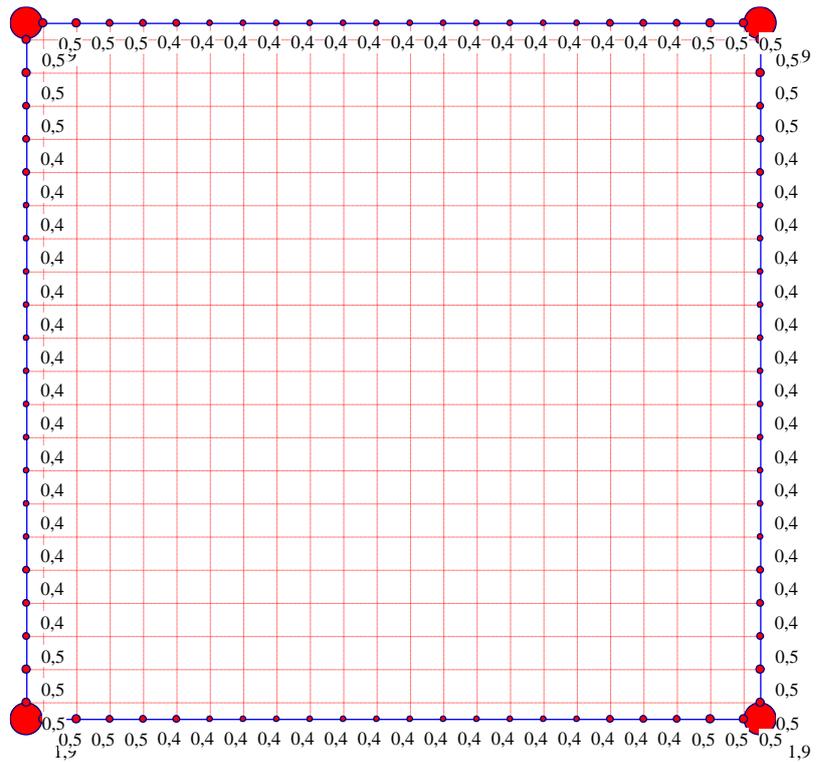


Bild 4.23 Sohl drücke [MN/m²] - NPRH - Max. $q = 1.9$ [MN/m²] am Rand

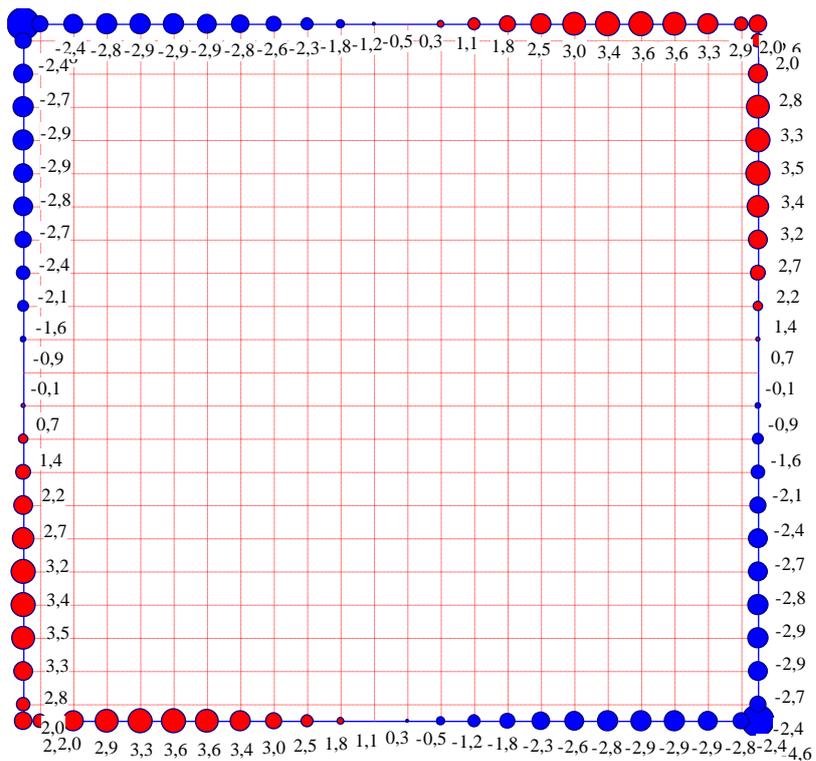


Bild 4.24 Sohl drücke [MN/m²] - NPRD - Max. $q = 3.6$ [MN/m²] am Rand

4.7.3 Pfahllasten

4.7.3.1 Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren

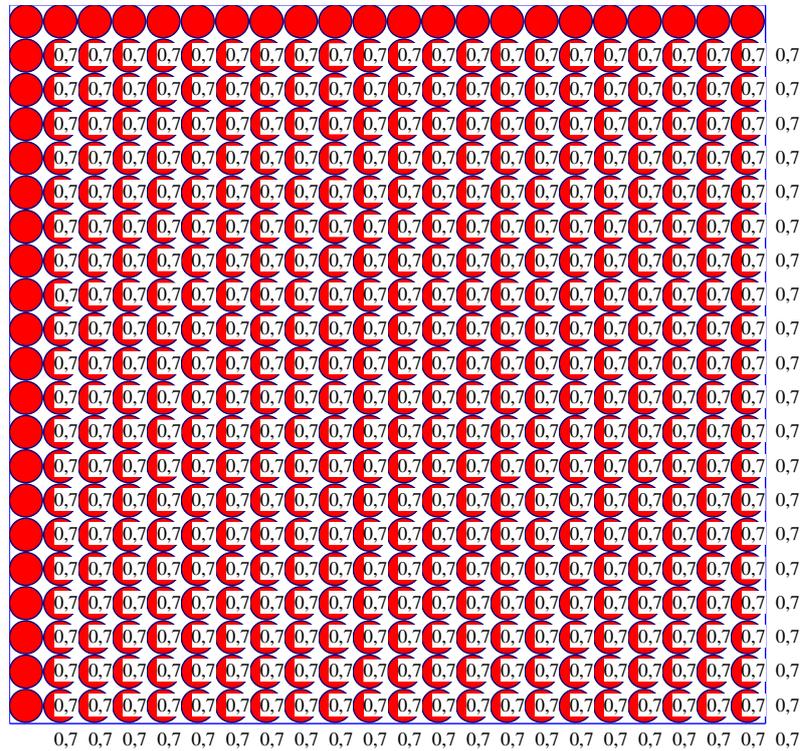


Bild 4.25 Pfahllasten P_h [MN]

4.7.3.2 Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren

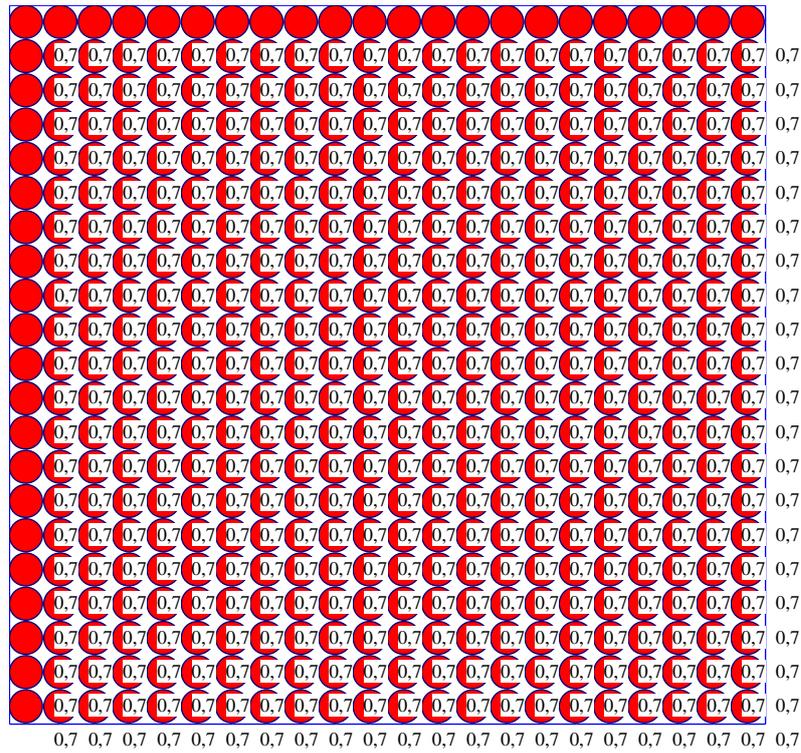


Bild 4.26 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

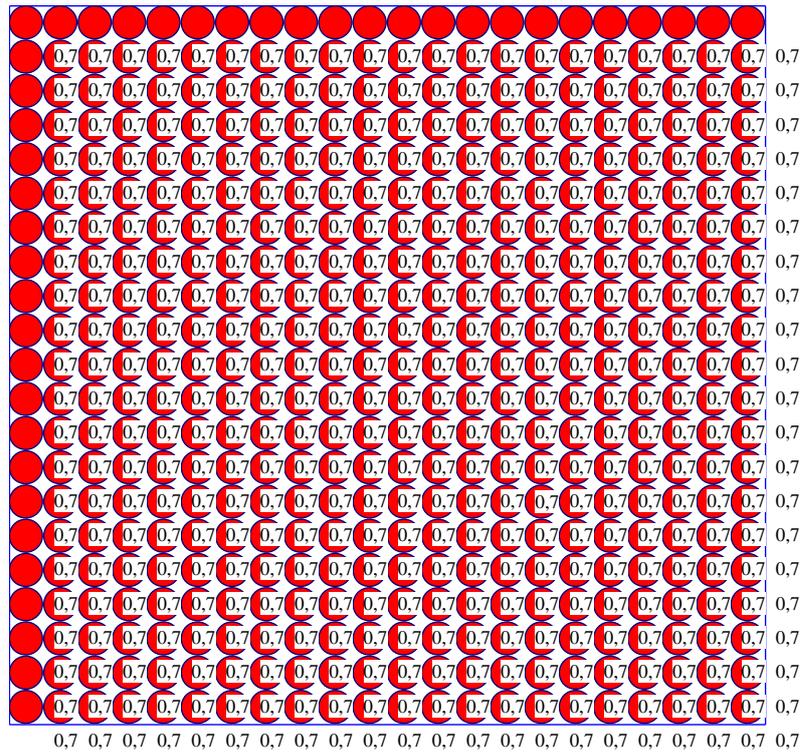


Bild 4.27 Pfahllasten Ph [MN] - NPRH

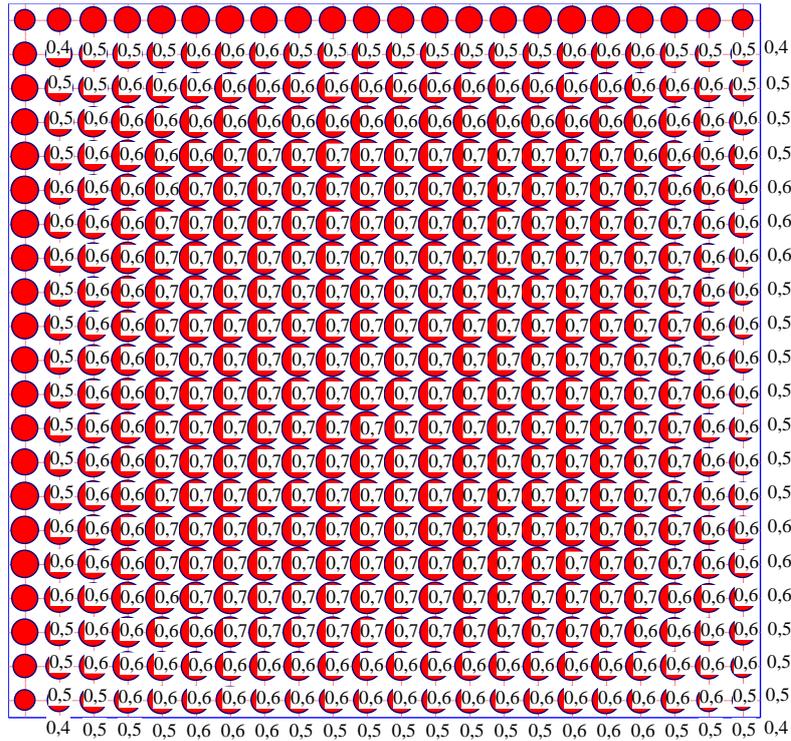


Bild 4.30 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRH*

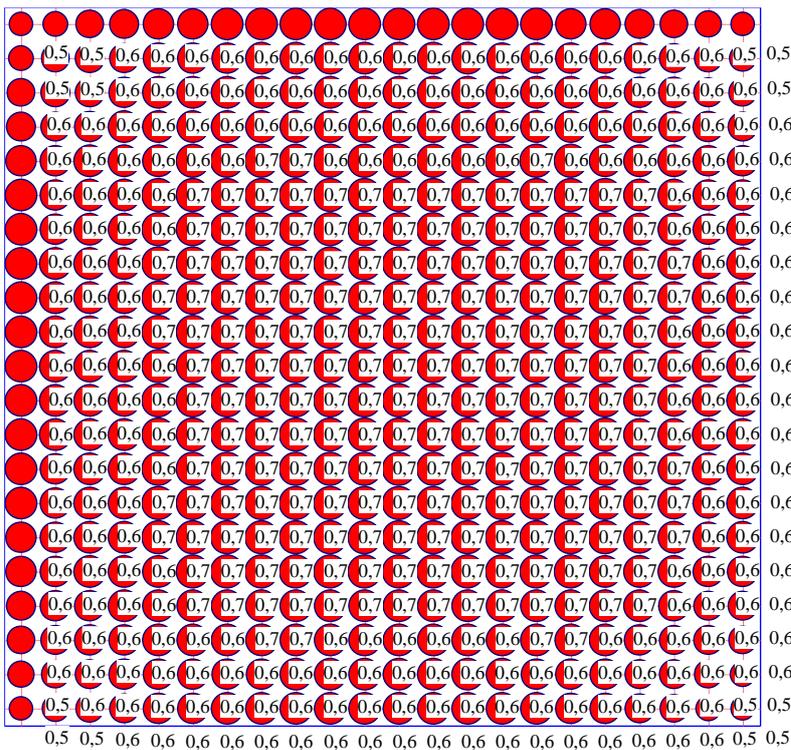


Bild 4.31 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRD*

4.7.3.4 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Platte

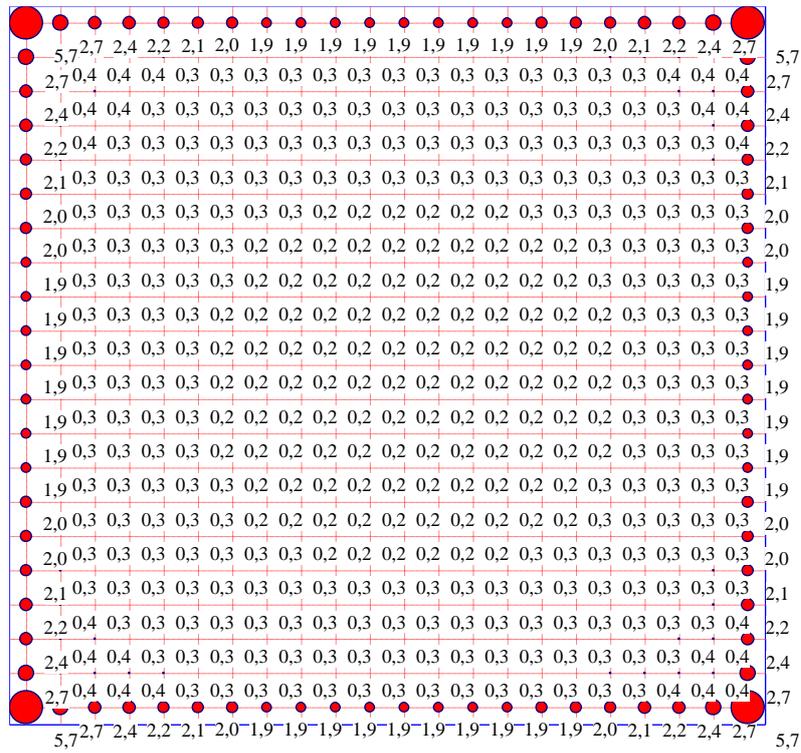


Bild 4.32 Pfahllasten P_h [MN] – LPR

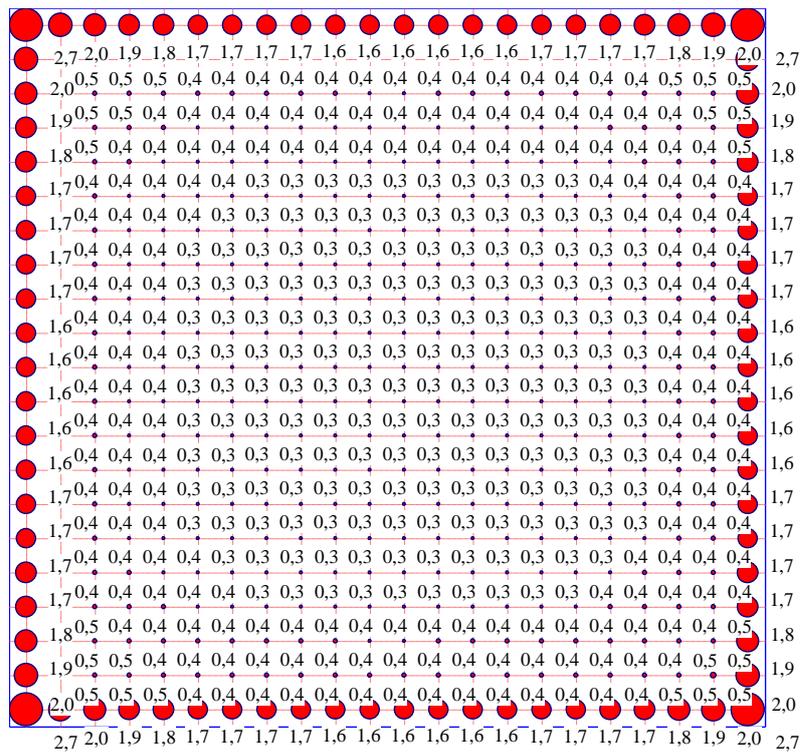


Bild 4.33 Pfahllasten P_h [MN] - NPRH

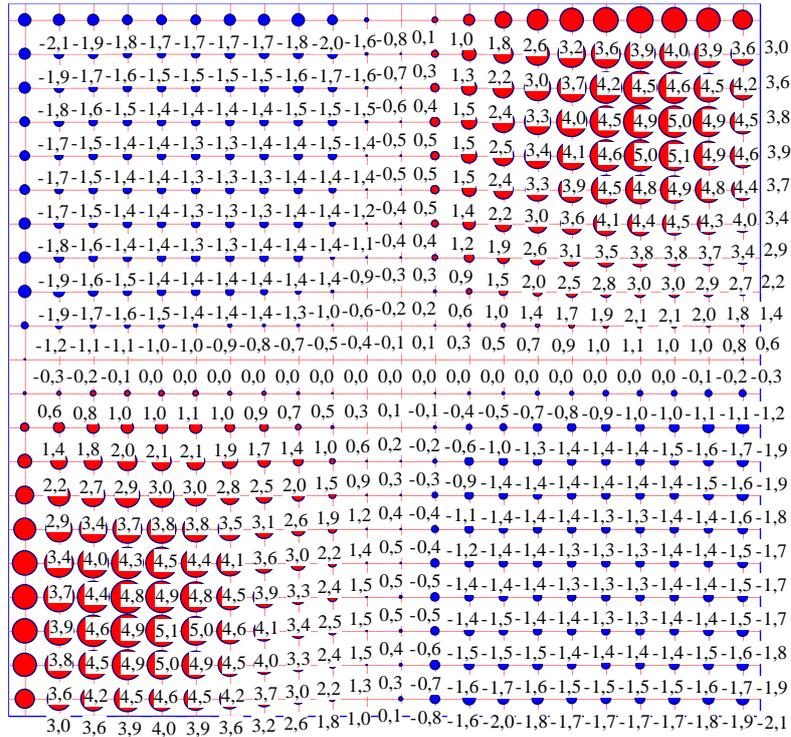


Bild 4.34 Pfahllasten Ph [MN] – NPRD

4.7.3.5 Pfahllasten nach dem Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe

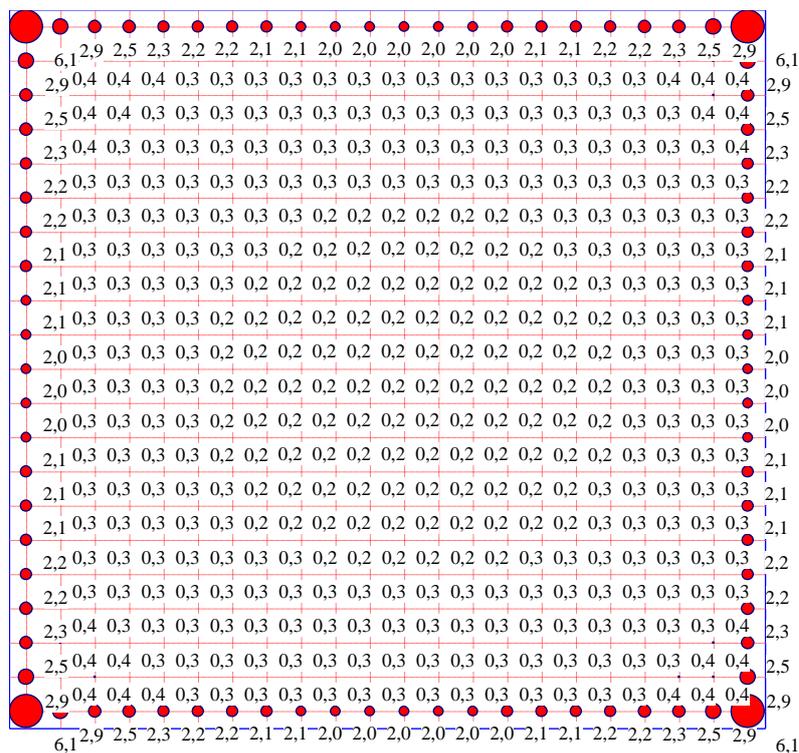


Bild 4.35 Pfahllasten Ph [MN] - LPR

Pfahlgruppen des *Dashwood Houses*

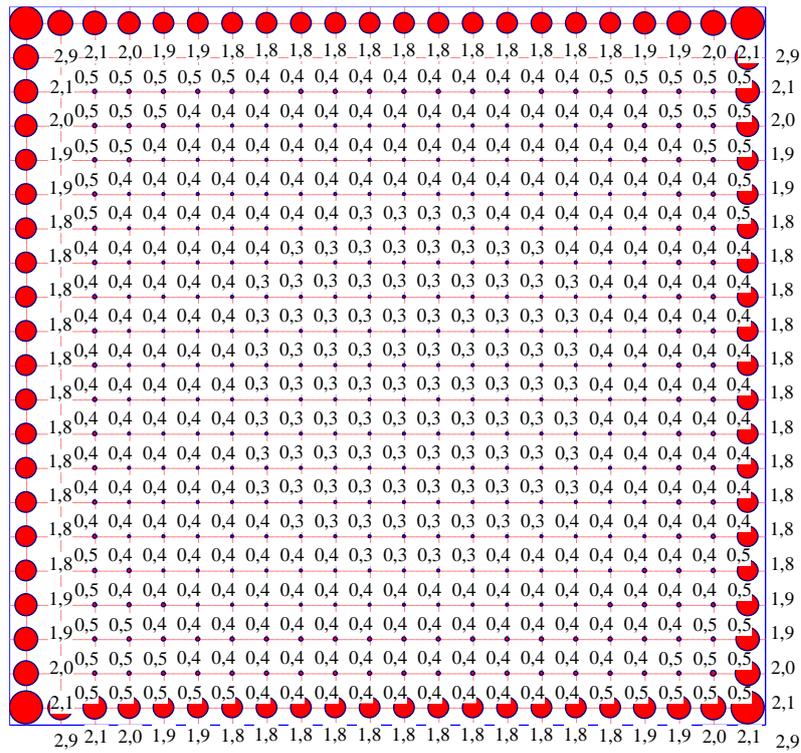


Bild 4.36 Pfahllasten Ph [MN] – *NPRH*

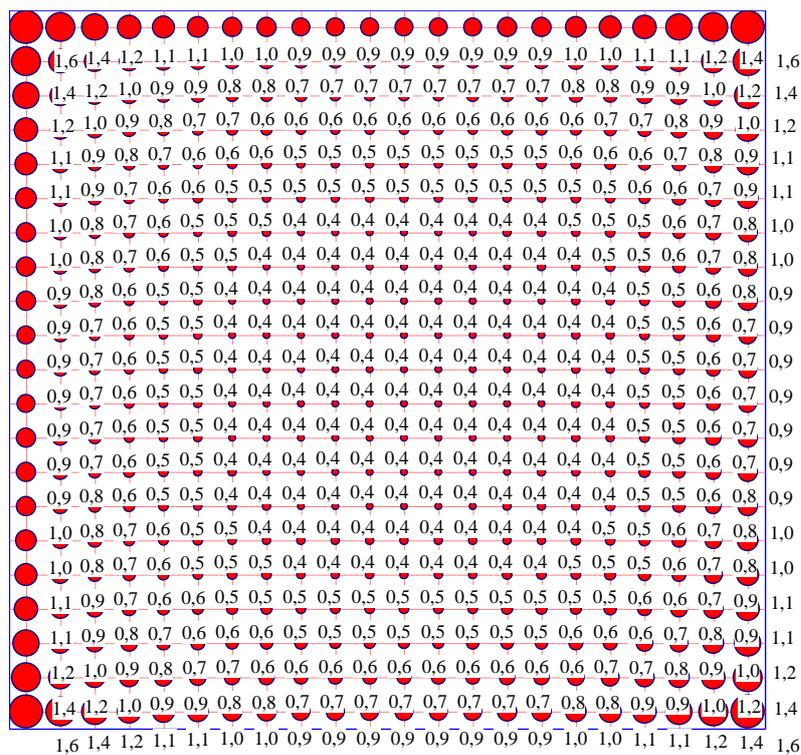


Bild 4.37 Pfahllasten Ph [MN] - *NPRD*

4.7.4 Tabellarische Darstellung

Tabelle 4.2 vergleicht zwischen den Setzungen und Tragwirkungskoeffizienten der Pfahlgruppen des *Dashwood Houses* für die verschiedenen Berechnungen. Die Tabelle vergleicht auch die berechneten Setzungen mit der gemessenen Setzung.

Tabelle 4.2 Vergleich zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungen

Verfahren	Berechnung	Setzungen [cm]		gemessene Setzung [cm]	Tragwirkungskoeffizienten α_{kpp} [%]
		Max.	Min.		
Spannungstrapez	-	-	-	3.3	100
Bettungsmodul	<i>LPR</i>	0.24	0.23		99.7
	<i>NPRH</i>	0.28	0.27		99.7
	<i>NPRD</i>	0.50	0.49		99.5
Steifemodul für die elastische Platte	<i>LPR</i>	3.41	1.55		94.0
	<i>NPRH</i>	4.12	1.67		93.6
	<i>NPRD</i>	3.84	1.76		96.3
Steifemodul für die starre Platte	<i>LPR</i>	2.24			95.2
	<i>NPRH</i>	3.23			93.1
	<i>NPRD</i>	Keine Konvergenz			
Steifemodul für starre Pfahlgruppen	<i>LPR</i>	2.24		3.3	100
	<i>NPRH</i>	3.46			100
	<i>NPRD</i>	2.95			100

LPR = Lineare Berechnung

NPRH = Nichtlineare Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion

NPRD = Nichtlineare Berechnung nach DIN 4014

4.8 Auswertung

Bild 4.38 bis Bild 4.41 zeigen die Diagramme der maximalen Setzungen, die Pfahllasten, Tragwirkungskoeffizienten, Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand für Pfahlgruppen des *Dashwood Houses* bei verschiedenen Berechnungen.

4.8.1 Darstellung der Maximalen Setzungen

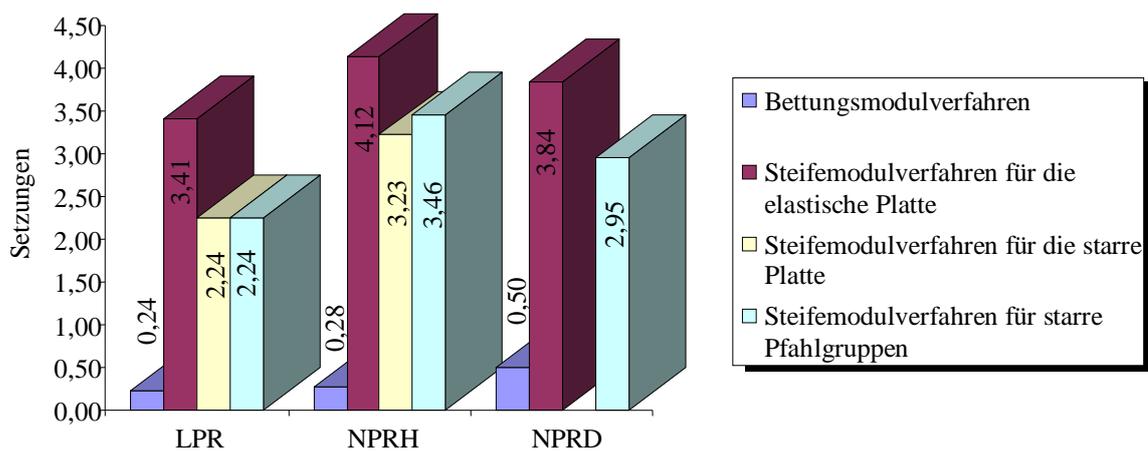


Bild 4.38 Maximale Setzungen [cm]

4.8.2 Darstellung der Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP}

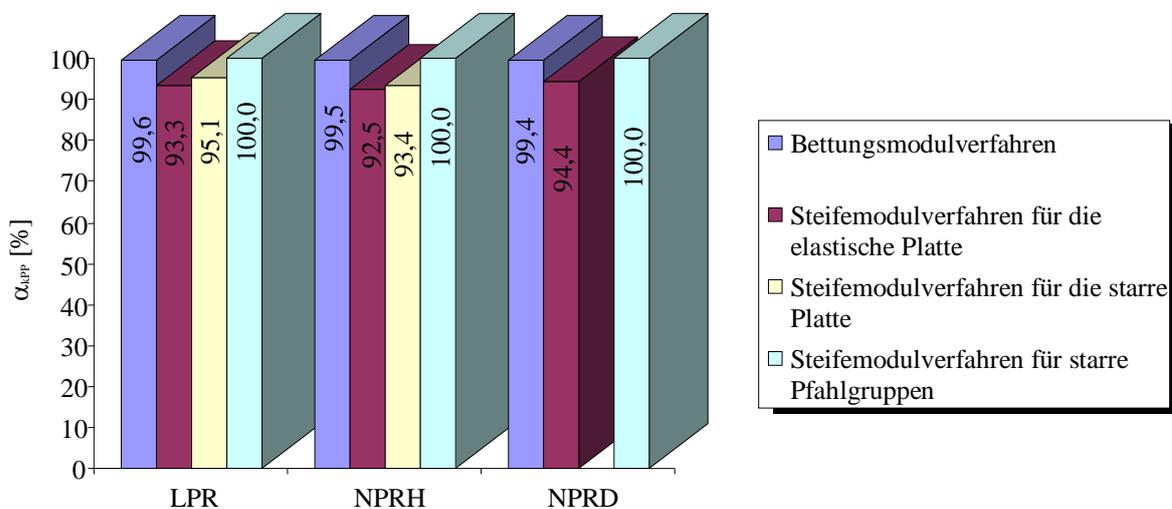


Bild 4.39 Tragwirkungskoeffizienten α_{kPP} [%]

4.8.3 Darstellung von Pfahlwiderstand und Plattenwiderstand

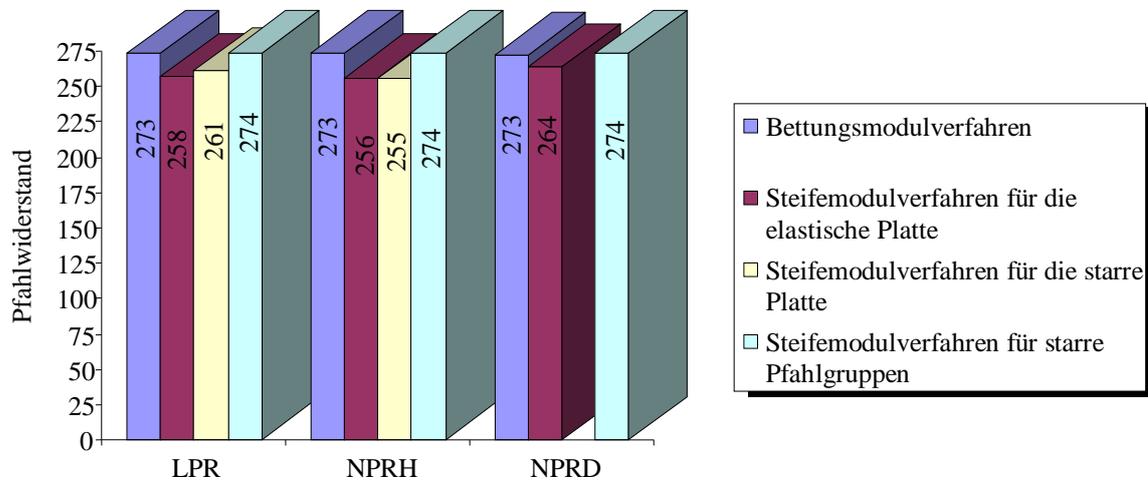


Bild 4.40 Pfahlwiderstand [MN]

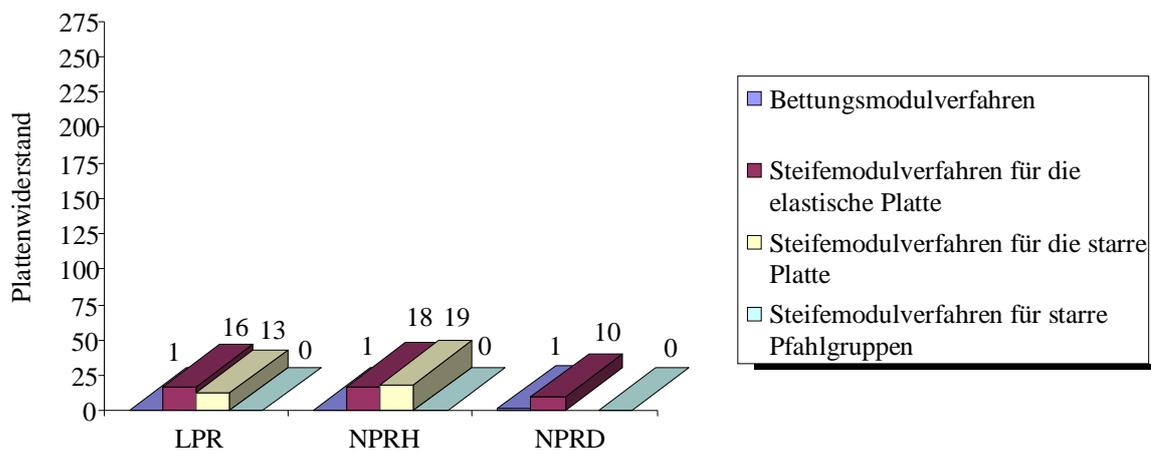


Bild 4.41 Plattenwiderstand [MN]

4.8.4 Vorhandene Messungen und Berechnungen

Hong et al. (1999) haben ein Verfahren für die Berechnung von großen vertikal belasteten Pfahlgruppen mit Hilfe von Lastübertragungskurven (*NPRLT*) entwickelt. Die Autoren haben das Verfahren *NPRLT* auf der Pfahlplatte des *Dashwood Houses* angewendet. Sie verglichen die berechnete Setzung mit der Feldmessung nach *Hooper* (1979). Die berechnete Setzung des *Dashwood Houses* nach *Hong et al.* (1999) mit *NPRLT* war 4.0 [cm], während die gemessene Setzung nach *Hooper* (1979) 3.3 [cm] ergab.

El Gendy (2007b) betrachtete das Fundament des *Dashwood Houses* als eine starre Pfahlgruppe, die auf einer sehr tiefen Tonschicht gegründet ist. Mit seinem Verfahren zur Berechnung von Pfählen hat er mit dem Kompressionsbeiwert C_c und der Anfangsporenzahl e_o eine Setzung von 2.9 [cm] berechnet.

4.8.5 Diskussion der Ergebnisse

In den meisten Berechnungen ist das Verhalten der Pfahlgruppe des *Dashwood Houses* ähnlich der Pfahlgruppe des *Stonebridge Towers*. Beide haben fast gleiche Pfahlanordnung, Lasten und Bodenbedingungen. Aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

4.8.5.1 Spannungstrapezverfahren

- Wegen der Symmetrie des Systems liefert das Spannungstrapezverfahren an jedem Pfahl die gleiche Pfahllast.
- Der Tragwirkungskoeffizient ist 100%. Bei allen Berechnungsverfahren liegt der Tragwirkungskoeffizient zwischen 93% und 100%.
- Die Pfahllasten nach dem Spannungstrapezverfahren eines solchen Systems ähneln den Pfahllasten nach dem Bettungsmodulverfahren (Bild 4.25 bis Bild 4.28). Deshalb ähneln sich auch die Momente beim Spannungstrapezverfahren und Bettungsmodulverfahren.
- Beim Spannungstrapezverfahren gibt es keine Interaktion zwischen dem Boden und der Platte oder den Pfählen. Deshalb können die Setzungen nicht mit dem Verfahren abgeschätzt werden.

4.8.5.2 Bettungsmodulverfahren

- Das Bettungsmodulverfahren liefert die kleinsten Setzungen (Bild 4.4 bis Bild 4.6 und Tabelle 4.2). Die Differenz zwischen den Setzungen und der gemessenen Setzung ist groß. Vergleicht man die berechnete Setzung mit der gemessenen Setzung, so ergibt sich eine Differenz von 85% bis 93%. Dies bedeutet, dass die Ergebnisse der Setzungen nach dem Bettungsmodulverfahren falsch sind. Allerdings sind die Setzungen nach dem Bettungsmodulverfahren beim *Messeturm* plausibel.

-
- Die nichtlineare Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) liefert größere Setzungen unter allen Knoten der Platte als die lineare Berechnung (*LPR*), wie es im Bild 4.4 bis Bild 4.6 dargestellt ist.
 - Das Bettungsmodulverfahren hat die kleinsten Sohldrücke im Vergleich zum Steifemodulverfahren. Der Sohldruck befindet sich am Rand der Platte und liefert den maximalen Wert (Bild 4.16 bis Bild 4.18).
 - Die Pfahllasten sind bei allen Pfählen konstant und haben den gleichen Wert sowohl nach dem linearen Verfahren (*LPR*) als auch nach den nichtlinearen Verfahren (*NPRH*, *NPRD*), Bild 4.26 bis Bild 4.28.
 - Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 4.2.
 - Die Differenz zwischen dem Tragwirkungskoeffizienten nach der linearen Berechnung und der nichtlinearen Berechnung für *NPRH* und für *NPRD* ist gering. Sie beträgt bei der nichtlinearen Berechnung 0% für *NPRH* und 0.2% für *NPRD* (Tabelle 4.2).

4.8.5.3 Steifemodulverfahren

- Das Steifemodulverfahren für die elastische Platte liefert die Setzungen als Isolinien in ovaler Form (Ellipse). Die Setzungen nehmen von außen nach innen hin zu und erreichen somit die maximale Setzung in der Mitte (Bild 4.7 bis Bild 4.9).
- Das Steifemodulverfahren für die starre Platte liefert eine gleichmäßige Setzung über die Platte (Bild 4.10 bis Bild 4.12). Das Bild 4.12 zeigt eine negative Setzung bei der nichtlinearen Berechnung (*NPRD*). Bei diesem Verfahren gibt es keine Konvergenz in der Genauigkeit der Berechnung.
- Die Setzungen der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind größer als die Setzungen der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 4.2.
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische Platte befinden sich die Sohldrücke am Rand der Platte und nehmen jeweils von den Ecken bis zur Mitte der Kanten zu (Bild 4.19 bis Bild 4.21). Die drei Verfahren (*LPR*, *NPRH*, *NPRD*) liefern den gleichen maximalen Sohldruck.
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Platte sind die Sohldrücke an den Kanten der Platte. Die Sohldrücke nehmen bei den Verfahren *LPR* und *NPRH* von der Mitte der Kanten bis zu den Ecken zu und bilden somit den maximalen Sohldruck an den Ecken. Die Sohldrücke an den Ecken weisen größere Werte auf (bis fast das 5-fache) im Vergleich zu den Sohldrücken an den Kanten.
- Das Verfahren *NPRD* liefert die maximalen Sohldrücke in der Mitte der längsten Kante der Platte. Es findet an derselben Kante ein Vorzeichenwechsel statt. Daher ergeben sich an den restlichen Kanten einschließlich Ecken negative Sohldrücke (Bild 4.22 bis Bild 4.24).

- Beim Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen sind die Sohldrücke gleich Null aufgrund der fehlenden Kontaktfläche zwischen Platte und Boden.
- Beim Steifemodulverfahren für die elastische Platte sind die größten Pfahllasten im mittleren Bereich der Platte (Bild 4.25 und Bild 4.29 bis Bild 4.31)
- Beim Steifemodulverfahren für die starre Platte befinden sich die größten Pfahllasten bei den Verfahren *LPR*, *NPRH* an den Kanten und Ecken. Beim Verfahren *NPRD* gibt es einen Vorzeichenwechsel bei den Pfahllasten (Bild 4.32 bis Bild 4.34).
- Beim Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen nehmen die Pfahllasten von der Mitte der Platte bis zu den Kanten und Ecken zu. Die maximalen Pfahllasten sind an den Kanten und Ecken der Platte. Der maximale Sohldruck ist an den Ecken (Bild 4.35 bis Bild 4.37)
- Die Tragwirkungskoeffizienten aus der nichtlinearen Berechnung (*NPRH*, *NPRD*) sind generell kleiner als aus der linearen Berechnung (*LPR*), Tabelle 4.2.

Allgemein kann man aus den Ergebnissen der verschiedenen Berechnungsverfahren Folgendes erkennen:

- Die Setzungen sind bei den nichtlinearen Berechnungen (*NPRH*, *NPRD*) unter allen Knoten der Platte größer als bei linearer Berechnung (*LPR*), Tabelle 4.2.
- Die Tragwirkungskoeffizienten liegen zwischen 93% und 100% (Tabelle 4.2).
- Der Pfahlwiderstand liegt fast bei 100%. Bei einer KPP wirken beide Elemente (Pfahl, Platte) zusammen.
- Das System für die starre Pfahlgruppe ist daher maßgebend.
- Unter verschiedenen Berechnungen ist das Verhalten der Pfahlgruppe des *Dashwood Houses* ähnlich der Pfahlgruppe des *Stonebridge Towers*. Vielleicht ist dies damit verbunden, dass die zwei Bauwerke fast die gleiche Geometrie des Fundaments, d.h. Gründung mit Pfahlanordnung, Lasten und Baugrundbedingung aufweisen.

4.8.6 Schlussfolgerungen

Aufgrund des geringeren Abstands der einzelnen Pfähle untereinander wird das System ohne Kontaktfläche und somit ohne die Interaktion zwischen Platte-Boden und Platte-Pfähle betrachtet. Folglich sind die Ergebnisse der Pfahl-Plattengründung denen von Pfahlgruppen ähnlich. Deshalb ist die Berechnung des Systems als Pfahlgruppe geeignet. Die Ergebnisse der Setzungen nach dem Steifemodulverfahren für die elastische Platte, die starre Platte und die starre Pfahlgruppe sind plausibel. Das Steifemodulverfahren für die starre Pfahlgruppe ist maßgebend. Gemessen wurde eine Setzung von 3.3 [cm]. Nach dem Steifemodulverfahren für starre Pfahlgruppen mit Verwendung der DIN 4014 (*NPRD*) erhält man 2.95 [cm] und mit Verwendung der hyperbolischen Funktion (*NPRH*) erhält man 3.46 [cm]. Das Bettungsmodulverfahren liefert unrealistische Werte.

Empfohlene Berechnungsverfahren für unterschiedliche Untersuchungsfälle

Tabelle 4.3 bis Tabelle 4.6 zeigen die empfohlenen Berechnungsverfahren für unterschiedliche Untersuchungsfälle. Als Ergebnis der Untersuchungsfälle der Vergleichsberechnungen wird empfohlen, sicherheitshalber den Typ des Berechnungsverfahrens für die Pfahl-Plattengründung entsprechend der Aufstellung in der Tabelle 4.3 bis Tabelle 4.6 zu wählen. Man kann diese Verfahren für ähnliche Pfahl-Plattengründungen oder Pfahlgruppen verwenden, die auf Tonschichten liegen wie in Frankfurt und London. In den Tabellen wird das Berechnungsverfahren als plausibel betrachtet, wenn der Unterschied zwischen der gemessenen Setzung und der berechneten Setzung weniger als ca. 20% ist.

Tabelle 4.3 Untersuchungsfall 1: Pfahl-Plattengründung des *Messeturmes* in Frankfurt

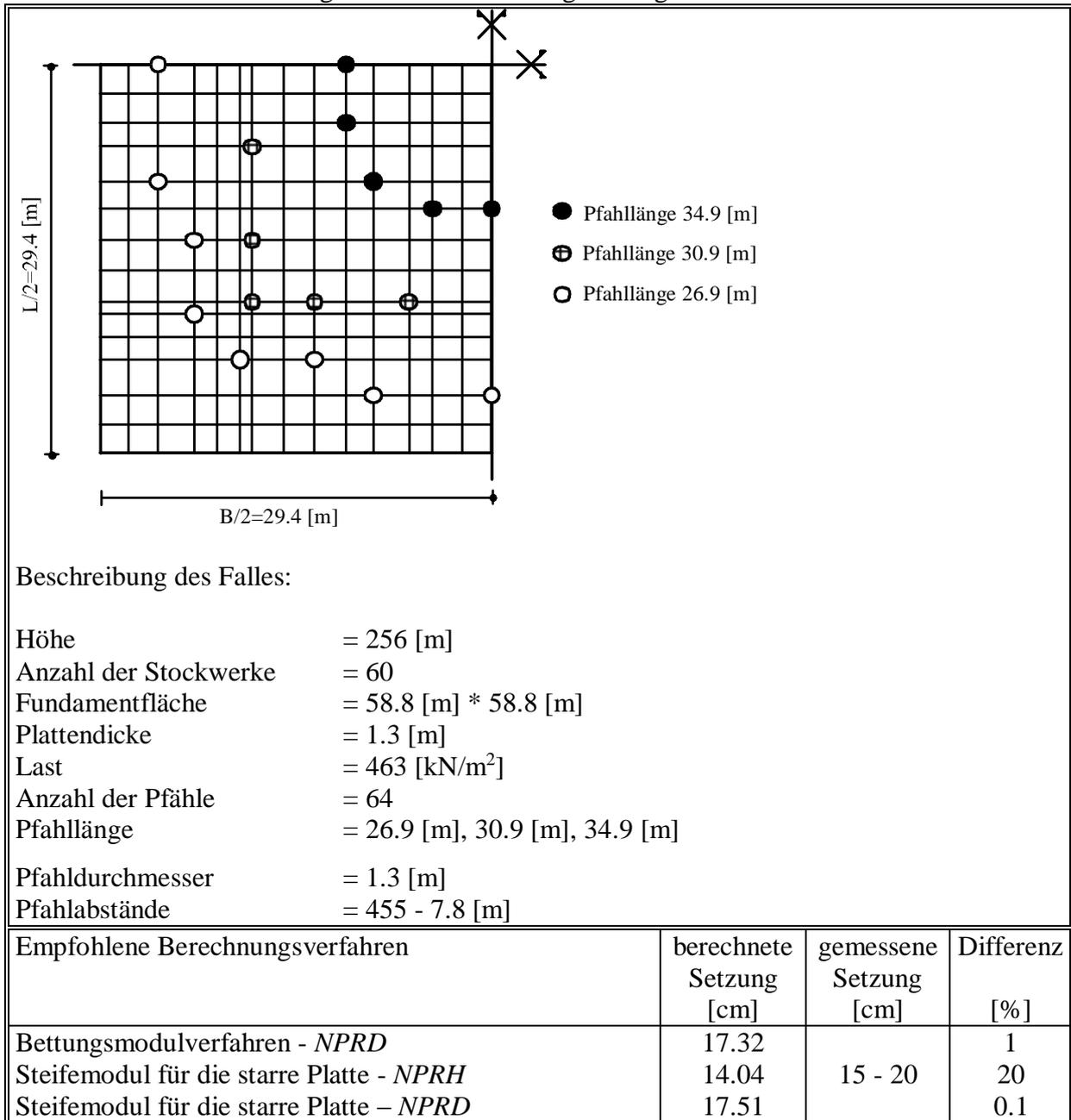


Tabelle 4.4 Untersuchungsfall 2: Pfahl-Plattengründung des *Torhauses* in Frankfurt

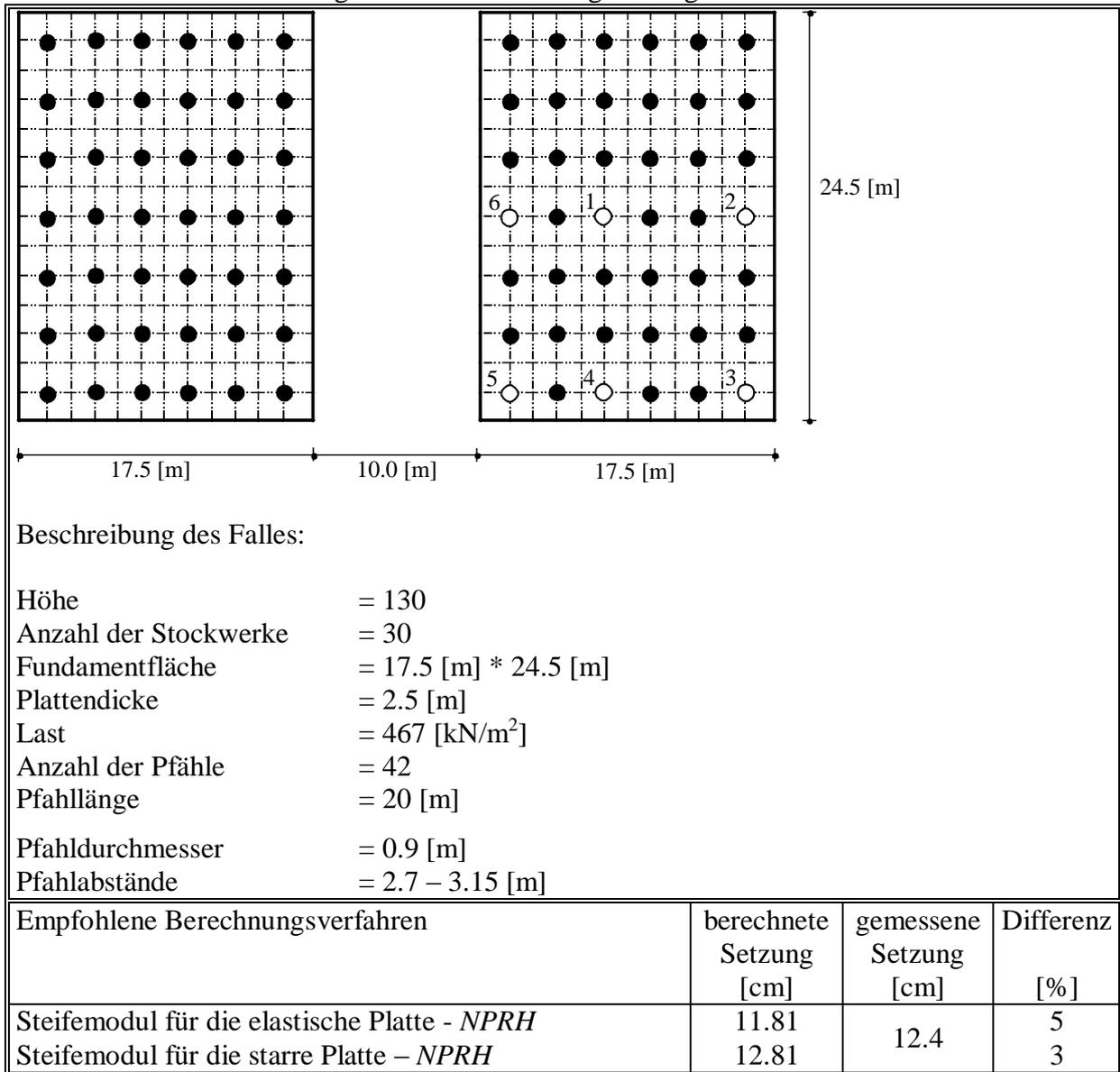
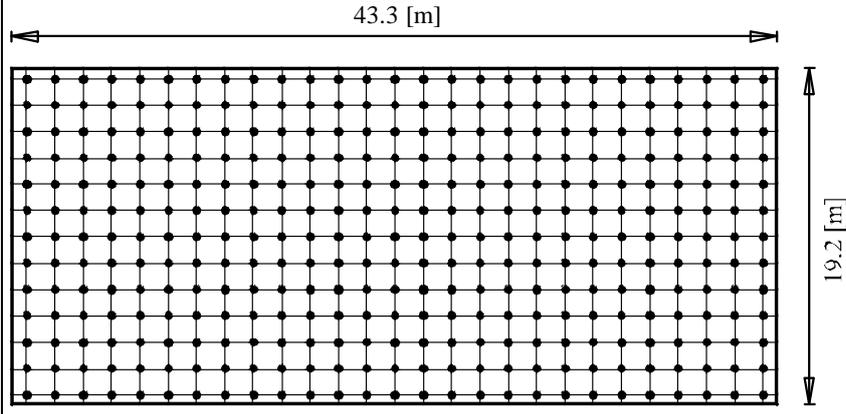


Tabelle 4.5 Untersuchungsfall 3: Pfahlgruppen des *Stonebridge Towers* in London



Beschreibung des Falles:

Höhe = 43
 Anzahl der Stockwerke = 16
 Fundamentfläche = 43.3 [m] * 19.2 [m]
 Plattendicke = 0.9 [m]
 Last = 187 [kN/m²]
 Anzahl der Pfähle = 351
 Pfahllänge = 13 [m]
 Pfahldurchmesser = 0.45 [m]
 Pfahlabstände = 1.5 – 1.6 [m]

Empfohlene Berechnungsverfahren	berechnete Setzung [cm]	gemessene Setzung [cm]	Differenz [%]
Steifemodul für die starre Platte - <i>NPRD</i>	1.49	1.8	17
Steifemodul für die starre Platte - <i>NPRH</i>	2.04		13
Steifemodul für starre Pfahlgruppen - <i>LPR</i>	1.50		17
Steifemodul für starre Pfahlgruppen - <i>NPRH</i>	2.18		21
Steifemodul für starre Pfahlgruppen – <i>NPRD</i>	2.02		12

Tabelle 4.6 Untersuchungsfall 4: Pfahlgruppen des *Dashwood Houses* in London

Beschreibung des Falles:			
Höhe	= 61		
Anzahl der Stockwerke	= 14		
Fundamentfläche	= 33 [m] * 31.5 [m]		
Plattendicke	= 0.9 [m]		
Last	= 264 [kN/m ²]		
Anzahl der Pfähle	= 462		
Pfahllänge	= 15 [m]		
Pfahldurchmesser	= 0.489 [m]		
Pfahlabstände	= 1.5 [m]		
Empfohlene Berechnungsverfahren	berechnete Setzung [cm]	gemessene Setzung [cm]	Differenz [%]
Steifemodul für die elastische Platte - <i>LPR</i>	3.41		3
Steifemodul für die elastische Platte - <i>NPRD</i>	3.84		16
Steifemodul für die starre Platte - <i>NPRH</i>	3.23	3.3	2
Steifemodul für starre Pfahlgruppen - <i>NPRH</i>	3.46		5
Steifemodul für starre Pfahlgruppen - <i>NPRD</i>	2.95		11

Literatur

- [1] *Amann, P./ Breth, H./ Stroh, D. (1975):* Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Ton. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 15
- [2] *Baz, O. (1987):* Plates on nonlinear subgrade. Master Thesis, Mansoura University, Egypt
- [3] *Chow, H./ Small J. (2005):* Behaviour of Piled Rafts with Piles of Different Lengths and Diameters under Vertical Loading. GSP 132 Advanced in Deep Foundations, ASCE
- [4] *Cook, W./ Bryden-Smith, W./ Gooch, N., Sillett, F. (1981):* Some observation of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London Clay. Proce. Instn. Civ. Engrs. Part I
- [5] DIN 4014: Bohrpfähle Herstellung, Bemessung und Tragverhalten. Ausgabe März 1990
- [6] *El Gendy, M. (1999):* An iterative procedure for foundation-superstructure interaction problem. Port-Said Engineering Research journal, Vol. 3, No. I, pp. 1-19, Egypt
- [7] *El Gendy, M. (2007a):* Formulation of a composed coefficient technique for analyzing large piled raft. Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 29-56
- [8] *El Gendy, M. (2007b):* Deriving equations for analyzing friction piles in clay soil. Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 1-27
- [9] *El Gendy, M./ Hanisch, J./ Kany, M. (2006):* Empirische nichtlineare Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Bautechnik 9/06
- [10] *Hasnien, M. (1993):* Finite element analysis of mat resting on nonlinear elastic medium. M. Sc. Thesis, Ain Shams University, Faculty of Engineering, Egypt
- [11] *Hattab, F. (2007):* Vergleichende Untersuchungen numerischer Modelle für die Berechnung von Pfahlplattengründungen. Diplomarbeit, Fachbereich 10, Universität Siegen, Germany
- [12] *Hong, D./ Chow, Y./ Yong, K. (1999):* A method for analysis of large vertically loaded pile groups. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 23, 243-262
- [13] *Hooper, J. (1979):* Review of behaviour of piled raft foundation. CIRIA Report 83, pp. 45-54
- [14] *Katzenbach, R./ Arslan, U./ Moormann, C. (2000):* Piled raft foundation projects in Germany. Chapter 13 in: Design application of raft foundations, Edited by Hemsley, Thomas Telford
- [15] *Mandolini, A./ Viggiani, C. (1997):* Settlement of piled foundations. Géotechnique, Vol. 47, No. 4, 791-816
- [16] *EL-Mossallamy, Y. (1996):* Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, D17

-
- [17] *Padfield, J./ Sharrock, J.* (1983): Settlement of structures on clay soils. Construction Industry Research and Information Associate, London. CIRIA Spec. Publ 27
- [18] *Reul, O./ Randolph, M.F.* (2003): Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Géotechnique* Vol. 53, No. 3, 301-315
- [19] *Rickard, C./ Manie, B./ Price, G./ Simons, N./ Waedel, I./ Clayton, C.* (1985): Interaction of a piled raft foundation at Basildon, UK. 11th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA
- [20] *Russo, G.* (1998): Numerical analysis of piled rafts. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, 477-493
- [21] *Sommer, H.* (1986): Kombinierte Pfahl-Plattengründung eines Hochhauses im Ton, Vorträge der Baugrundtagung in Nürnberg, pp 391-405
- [22] *Sommer, H.* (1989): Entwicklung der Hochhausgründungen in Frankfurt/ Main. Festkolloquium 20 Jahre Grundbauinstitut, 47-62, Darmstadt
- [23] *Sommer, H./ Katzenbach, R.* (1990): Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/ Main. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Seite 371-380
- [24] *Sommer, H./ Wittmann, P./ Ripper, P.* (1985): Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, San Francisco 4, 2253-2257
- [25] *Sommer, H./ Tamaro, G./ DeBenedittis, C.* (1991): Messe Turm, foundation for the tallest building in Europe 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Italy, 139-145
- [26] *Thaher, M.*: Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche. Dissertation, Institut für Grundbau der Ruhr-Universität, Bochum, Heft 15 (1991)

Untersuchungsfall 5

**Pfahl-Plattengründung
des *Westend 1* in Frankfurt**

Inhalt

Seite

5	Untersuchungsfall 5: Pfahl-Plattengründung des <i>Westend 1</i> in Frankfurt	3
5.1	Allgemeines	3
5.2	Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.....	5
5.3	FE-Net.....	6
5.4	Lastdaten	6
5.5	Pfahl- und Plattenmaterial.....	6
5.6	Baugrunddaten	7
5.7	Ergebnisse	12
5.8	Messungen und andere Ergebnisse	12
5.9	Bewertung	12
5.10	References.....	17

5 Untersuchungsfall 5: Pfahl-Plattengründung des *Westend 1* in Frankfurt

5.1 Allgemeines

Westend 1 hat eine Höhe von 208 [m] und steht auf einer Pfahl-Plattengründung. Das Hochhaus liegt in der Stadt Frankfurt, Deutschland. Es wurde 1993 fertiggestellt. Das Hochhaus war bis 1993 der dritthöchste Hochhaus in Frankfurt und auch in Deutschland, Bild 5-1.

Mit Benutzung der installierten Instrumente im Fundament des *Westend 1* wurde ein umfangreiches Messprogramm etabliert, um das Verhalten des Gebäudes zu überwachen. Weil diese Instrumente die Setzungen von Platte, Sohlrücken auf der Platte und Lasten auf den Pfahlköpfen und entlang der Pfahlmäntel notieren, war das Gebäude eine gute Chance für viele Autoren, um ihre Berechnungsverfahren zu überprüfen. Seit der *Westend 1* gebaut wurde, haben viele Autoren sein Verhalten untersucht. *Poulos et al.* (1997), *Poulos* (2001), *Reul* und *Randolph* (2003) und *Chaudhary* (2010) haben umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um die Pfahl-Plattengründung nach Verfahren von *Poulos und Davis* (1980), *Poulos* (1991), *Poulos* (1994), *Ta and Small* (1996), *Sinha* (1996), *Franke et al.* (1994), *Randolph* (1983) und *Clancy and Randolph* (1993) zu berechnen. Die Ergebnisse wurden miteinander und mit denen der Messungen verglichen.

Das Gebäude hat einen Keller mit drei Untergeschossen und 51 Stockwerken mit einem durchschnittlichen geschätzten angewandten Druck von 412 [kN/m²]. Das Gebäude wurde auf einer Fundamentplatte mit einer Fläche von ca. 2900 [m²]. Es wurde auf Frankfurter Ton in einer Tiefe von 14.5 [m] unter der Gelände gegründet. Die Platte weist in der Mitte eine Dicke von 4.65 [m] auf, die sich zu den Rändern auf 3 [m] verjüngt. Gestützt wird sie durch 40 gleich großen Bohrpfähle mit einem Durchmesser von je $D = 1.3$ [m] und Pfahllängen 30 [m]. Auf zwei Ringen unter den schweren Stützen des Überbaus sind die Pfähle angeordnet.

Pfahl-Plattengründung des *Westend 1*



Bild 5-1 *Westend 1* nach https://en.wikipedia.org/wiki/Westendstrasse_1

Bild 5-2 zeigt die Abbildung des *Westend 1* mit der Pfahlplatte nach *Reul and Randolph* (2003).

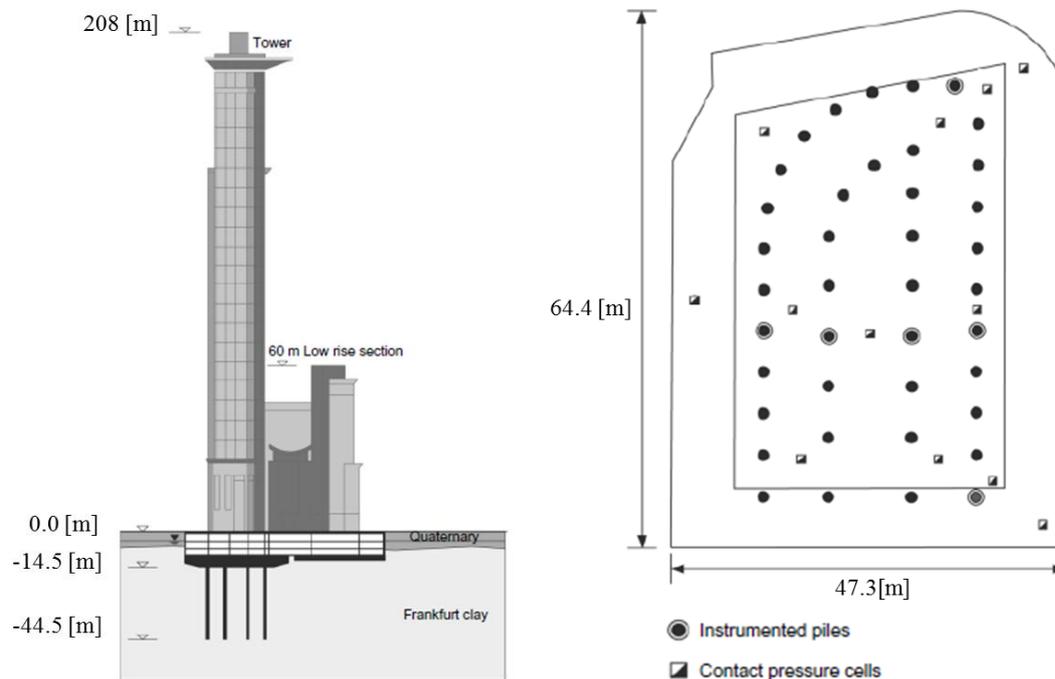


Bild 5-2 Abbildung des *Westend 1* mit der Pfahlplatte nach *Reul and Randolph* (2003)

5.2 Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Um die Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung hinsichtlich ihrer Qualität abzuschätzen, werden insgesamt 4 nichtlineare Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt, *El Gendy et al.* (2006) and *El Gendy* (2007):

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der EA-Pfähle (untere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

Das Fundamentsystem wird als starre und elastische Pfahl-Plattengründungen berechnet. In diesem Fall wird die Platte als entweder starre oder elastische Platte betrachtet, die auf gleichen starren Pfählen abgestützt ist.

Eine Reihe von Vergleichen wird durchgeführt, um die nichtlinearen Berechnungen der Pfahl-Plattengründungen für Last-Setzungsbeziehungen von Pfählen zu bewerten. Darin werden die Ergebnisse anderer numerischer Methoden und Messungen mit denen von *ELPLA* verglichen.

5.3 FE-Net

Die Platte wird in dreieckige Elemente mit einer Maximallänge von 2.0 [m] unterteilt, wie im Bild 5-3 gezeigt. Ebenso werden die Pfähle in Elemente mit 2.0 [m] Maximallänge unterteilt.

5.4 Lastdaten

Die gesamte effektive vertikale Last (ausschließlich Eigengewicht von Platte und Pfählen) auf der Gründungsplatte beträgt $N=950$ [MN], wobei der Auftrieb auf der Platte $P_w=81$ [kN/m²] beträgt. Die Last wird als Flächenlast von 412 [kN/m²] auf der gesamten Platte angesetzt.

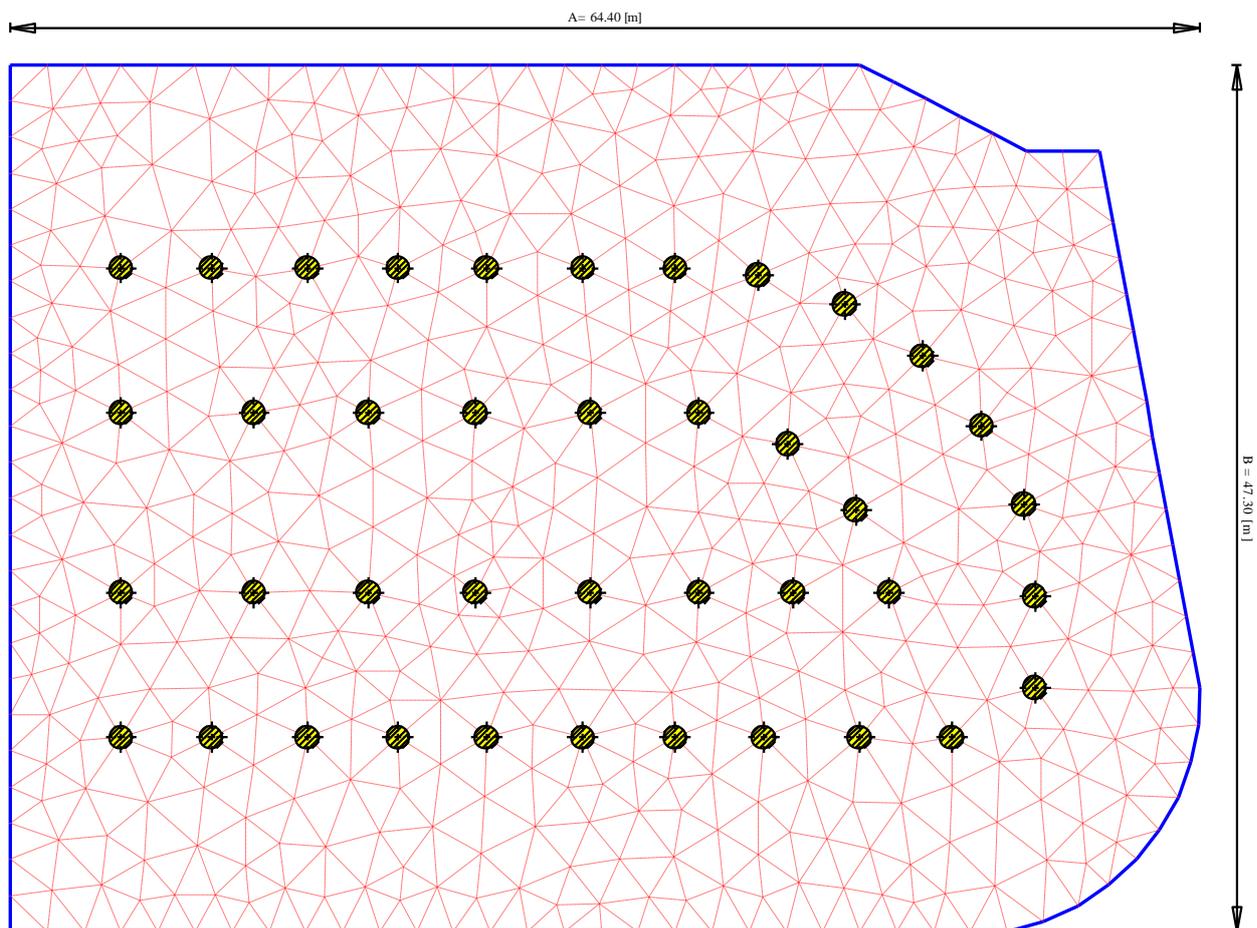


Bild 5-3 Netz der Pfahlplatte des *Westend 1* mit Pfählen

5.5 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wird mit einem Mittelwert von 4.2 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser von 1.3 [m] und der Länge von 30 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Als Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 34\,000$	[MN/m ²]
Poissonzahl	$\nu_p = 0.25$	[-]
Wichte	$\gamma_b = 0$	[kN/m ³]

Als Pfahlmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Für die Pfähle gilt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 22\,000$	$[\text{MN}/\text{m}^2]$
Wichte	$\gamma_b = 0$	$[\text{kN}/\text{m}^3]$

5.6 Baugrunddaten

Die Platte wurde auf einem typischen Frankfurter Ton in einer Tiefe von 14.5 [m] unter der Gelände gegründet. Die Gründungstiefe der Platte wird mit einem Mittelwert von 12.82 [m] angesetzt. Der Untergrund am Standort des Gebäudes besteht aus Kiesen und Sanden bis in 8 [m] unter Gelände. Darunter liegen Schichten des Frankfurter Tons, der sich über große Tiefe von mehr als 100 [m] unter Gelände erweitert. Die Eigenschaften des Bodens in der numerischen Berechnung können wie folgt beschrieben werden:

Steifemodul

Der Elastizitätsmodul der Sand-/ Kiesschicht unter der Platte nach *Reul/ Randolph* (2003) ist $E = 75000$ [kN/m²]. Der Elastizitätsmodul für Wiederbelastung wurde mit $W = 3 E$ angesetzt. Laut *Amann et al.* (1975) auf Grundlage von früheren Berechnungen wird die Verteilung des Steifemoduls für die Erstbelastung des Frankfurter Tons mit der Tiefe durch folgende empirische Formel ermittelt:

$$E_s = E_{so} (1 + 0.35 z) \quad (5.1)$$

während für die Wiederbelastung gilt:

$$W_s = 70 [\text{MN}/\text{m}^2] \quad (5.2)$$

wobei:

E_s	Steifemodul für Erstbelastung [MN/m ²]
E_{so}	Anfangssteifemodul $E_{so} = 7$ [MN/m ²]
z	Tiefe ab Oberkante Ton [m]
W_s	Steifemodul für Wiederbelastung [MN/m ²]

Undrained Kohäsion

Nach *Sommer/ Katzenbach* (1990) steigt mit der Tiefe die undrained Kohäsion c_u des Frankfurter Tons von $c_u = 100$ [kN/m²] bis $c_u = 400$ [kN/m²] in 70 [m] Tiefe ab Oberkante Ton. Für die Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 und der EA-Pfähle für Last-Setzungskurve des Pfahles wird die mittlere undrained Kohäsion von $c_u = 200$ [kN/m²] angenommen.

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Kieses und des Sandes wird mit $\nu_s = 0.25$ [-] angesetzt.

Grenzpfalllast

Russo (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180$ [kN/m²] vor, die einer undrained Kohäsion von $c_u = 200$ [kN/m²] entspricht. Um die Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion durchzuführen, wird eine Grenzmantelreibung von $\tau = 180$ [kN/m²] berücksichtigt. Somit ergibt sich eine Grenzpfalllast von $Ql = 22$ [MN] wie folgt:

$$Q_l = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.3 * 30 = 22054 \text{ [kN]} = 22 \text{ [MN]} \quad (5.3)$$

wobei:

- Q_l Grenzpfalllast, [MN]
- τ Grenzmantelreibung, $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- D Pfahldurchmesser, [m]
- l Pfahl länge, [m]

Die Grenzpfalllast Q_l ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Q_l von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Q_l=1.5$ bis $2 Q_u$, wobei Q_u die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Die Grundwassertiefe liegt bei 4.75 [m] unter Gelände.

Bodenkennwerte

Der Baugrund setzt sich entsprechend Bild 5-4 aus 12 Schichten zusammen, welche hauptsächlich aus Frankfurter Ton bestehen. Die gesamte Tiefe beträgt $H = 108 \text{ [m]}$ unter Gelände. Bild 5-4 zeigt die Bodenkennwerte für die 12 Schichten.

Bild 5-5 bis Bild 5-8 zeigen die Last-Setzungsbeziehungen für die verschiedenen Berechnungen.

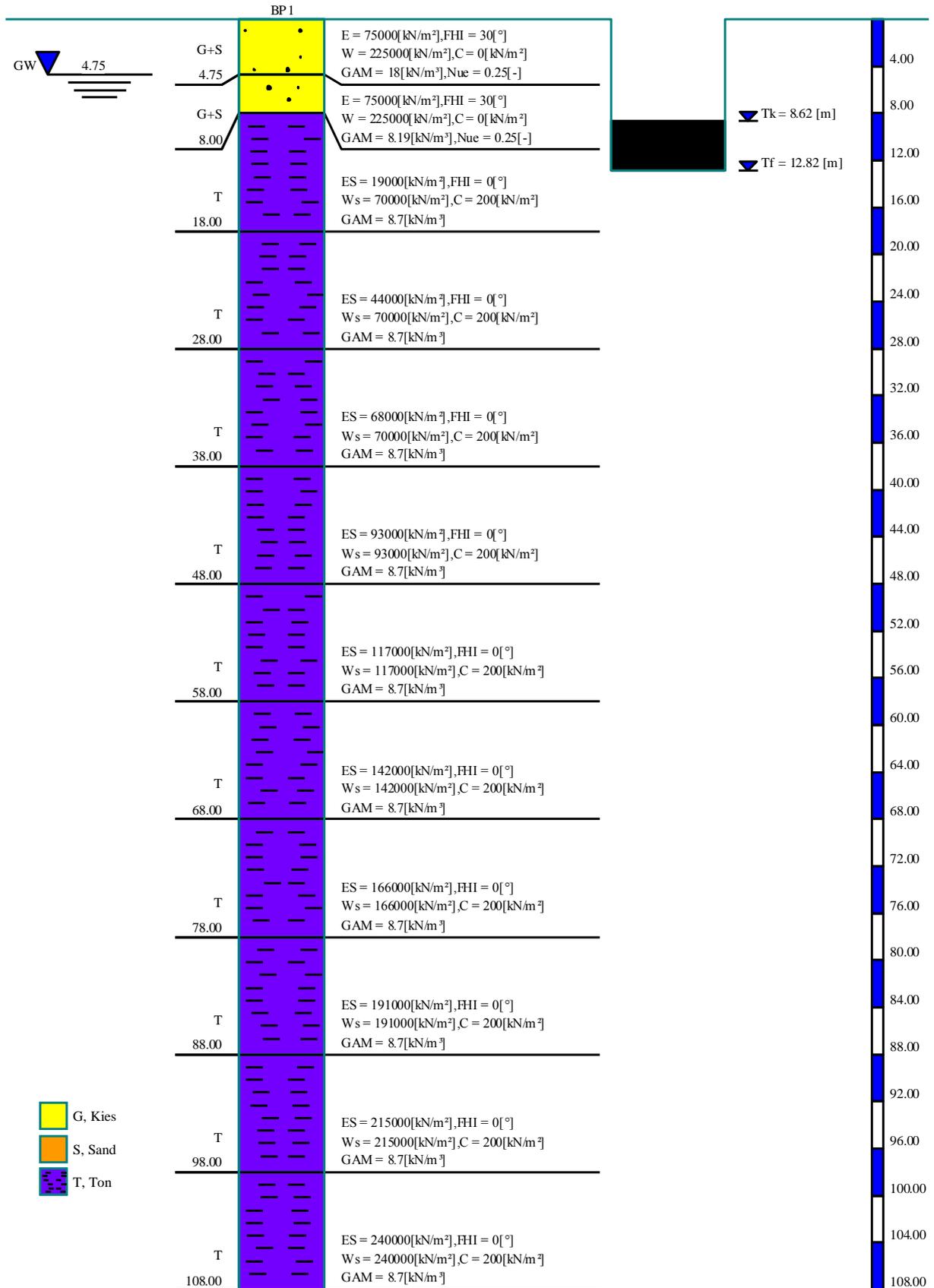


Bild 5-4 Darstellung des Bohrprofils

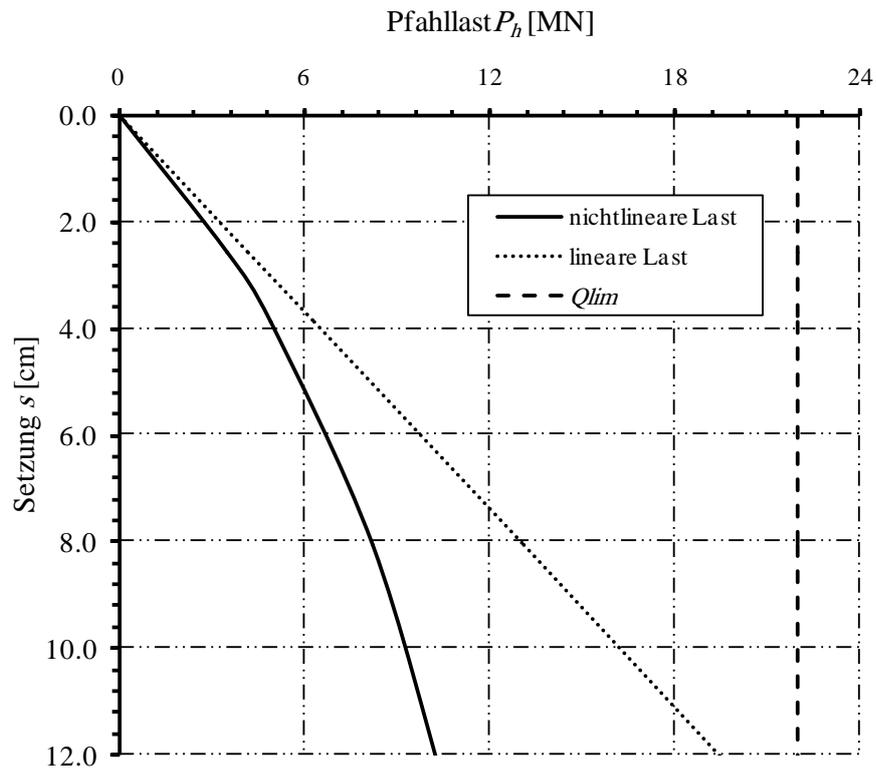


Bild 5-5 Last-Setzungsbeziehung (hyperbolische Funktion)

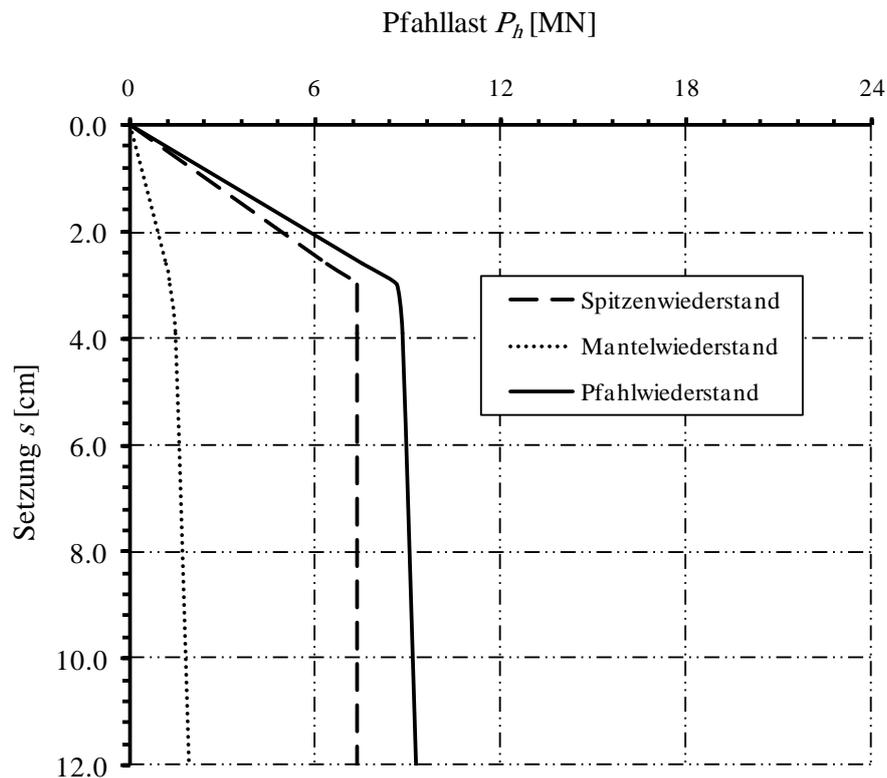


Bild 5-6 Lastsetzungslinie des Pfahles nach DIN 4014

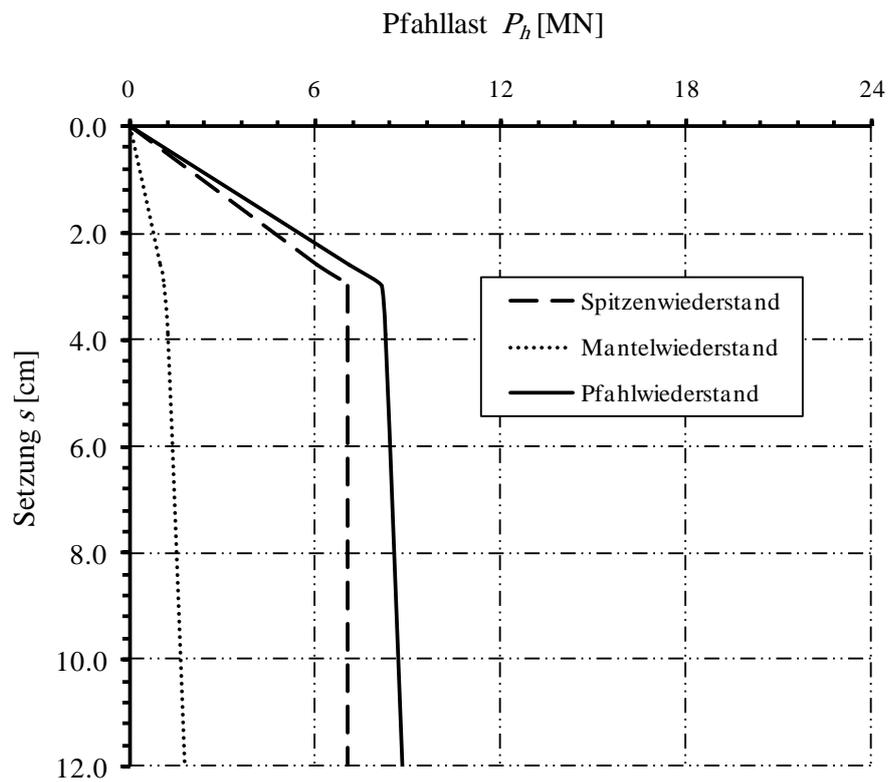


Bild 5-7 Lastsetzungslinie des Pfahles nach EA-Pfähle für untere Tabellenwerte

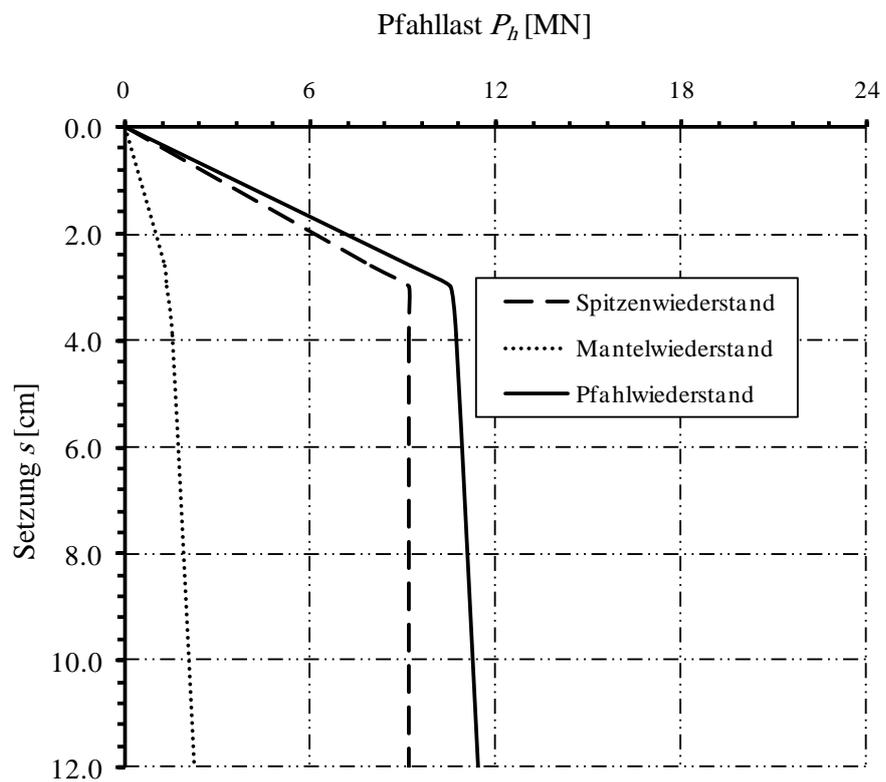


Bild 5-8 Lastsetzungslinie des Pfahles nach EA-Pfähle für obere Tabellenwerte

5.7 Ergebnisse

Als Beispiele für die Ergebnisse verschiedener Berechnungen bei *ELPLA*, zeigen Bild 5-9 und Bild 5-10 die Setzungen als Isolinien für die starre Pfahlplatte und auch für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle für Last-Setzungskurve des Pfahles (untere und obere Tabellenwerte). Pfahllasten als Kreisdiagramme für die starre Pfahlplatte und auch für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion für Last-Setzungskurve des Pfahles sind im Bild 5-11 und Bild 5-12 abgebildet.

5.8 Messungen und andere Ergebnisse

Der Bau des *Westend 1* begann im Jahr 1990 und wurde fertig im Jahr 1993. Die gemessene Setzung in der Mitte der Pfahlplatte 2.5 Jahre nach Fertigstellung der Rohbauwand nach *Lutz et al.* (1996) beträgt 12 [cm], während der Tragwirkungskoeffizient der Pfahl-Plattengründung aus den gemessenen Pfahllasten $\alpha_{kpp}=0.49$ beträgt. Die gemessenen minimalen und maximalen Pfahllasten von 9.2 [MN] bzw. 14.9 [MN] wurden nach *Franke and Lutz* (1994) gemessen.

Zum Vergleich zeigt Bild 5-13 die anderen Ergebnisse für die anderen Berechnungen, die von *Reul and Randolph* (2003) vorgestellten. Mit der dreidimensionalen Finiten Element-Methode wurde nach *Reul/ Randolph* (2003) eine Setzung von 10.9 [cm] berechnet.

5.9 Bewertung

Die Ergebnisse der Setzungen, Tragwirkungskoeffizienten der Pfahl-Plattengründung α_{kp} und minimale und maximale Pfahllasten, die von *ELPLA* erhalten wurden, werden mit den Messungen im Bild 5-14 verglichen.

Aus Bild 5-14 kann geschlossen werden, dass die Ergebnisse, die aus verschiedenen in *ELPLA* verfügbaren Berechnungen erhalten werden, eine schnelle und akzeptable Schätzung für die Setzung, den Tragwirkungskoeffizient der Pfahl-Plattengründung und Pfahllasten, liefern können.

Dieser Untersuchungsfall zeigt auch, dass die in *ELPLA* verfügbaren Berechnungsverfahren zur Berechnung großer Plattenprobleme geeignet sind. Weil sie im Vergleich zu anderen komplizierten Modellen der dreidimensionalen Finiten Element-Methode weniger Rechenzeit benötigen.

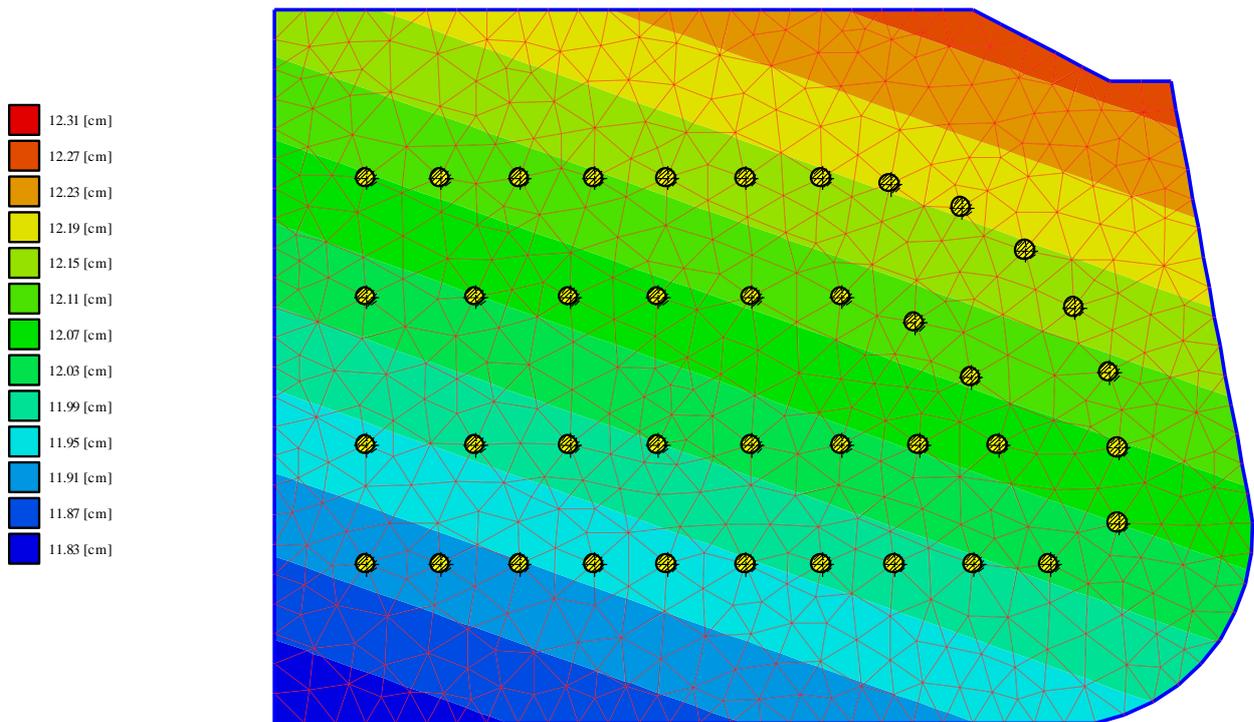


Bild 5-9 Settlement für die starre Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (untere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

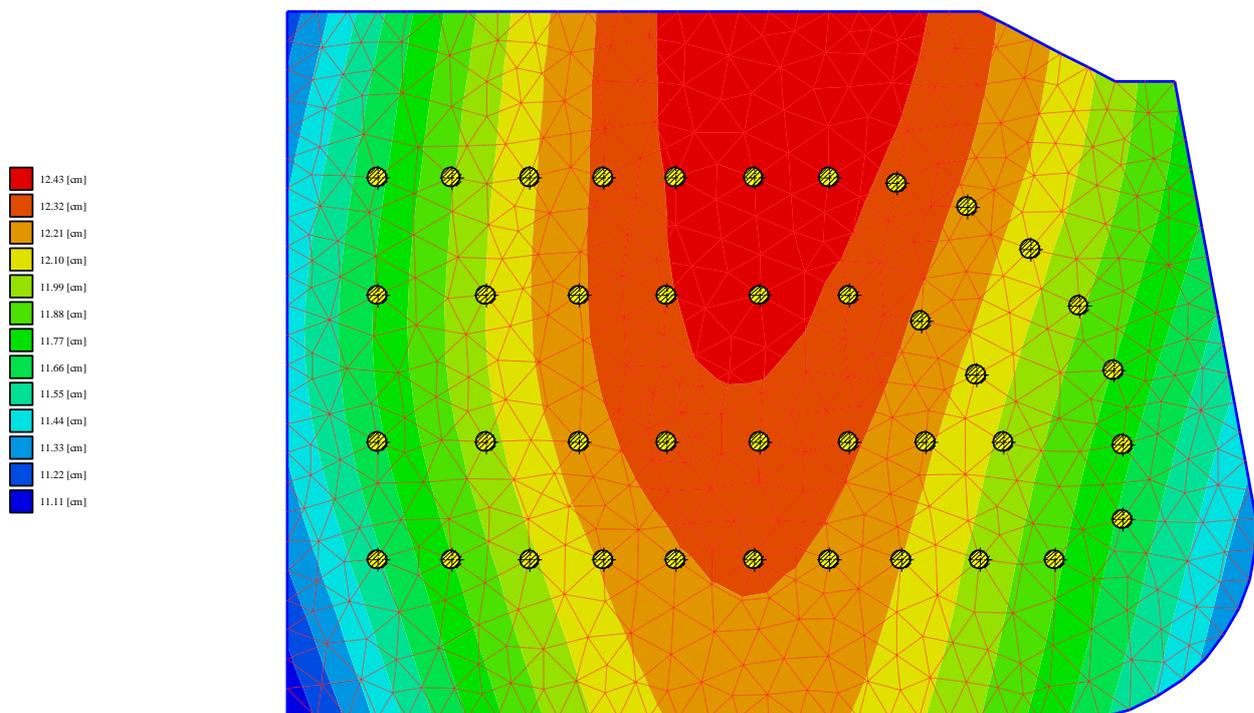


Bild 5-10 Settlement für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (untere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

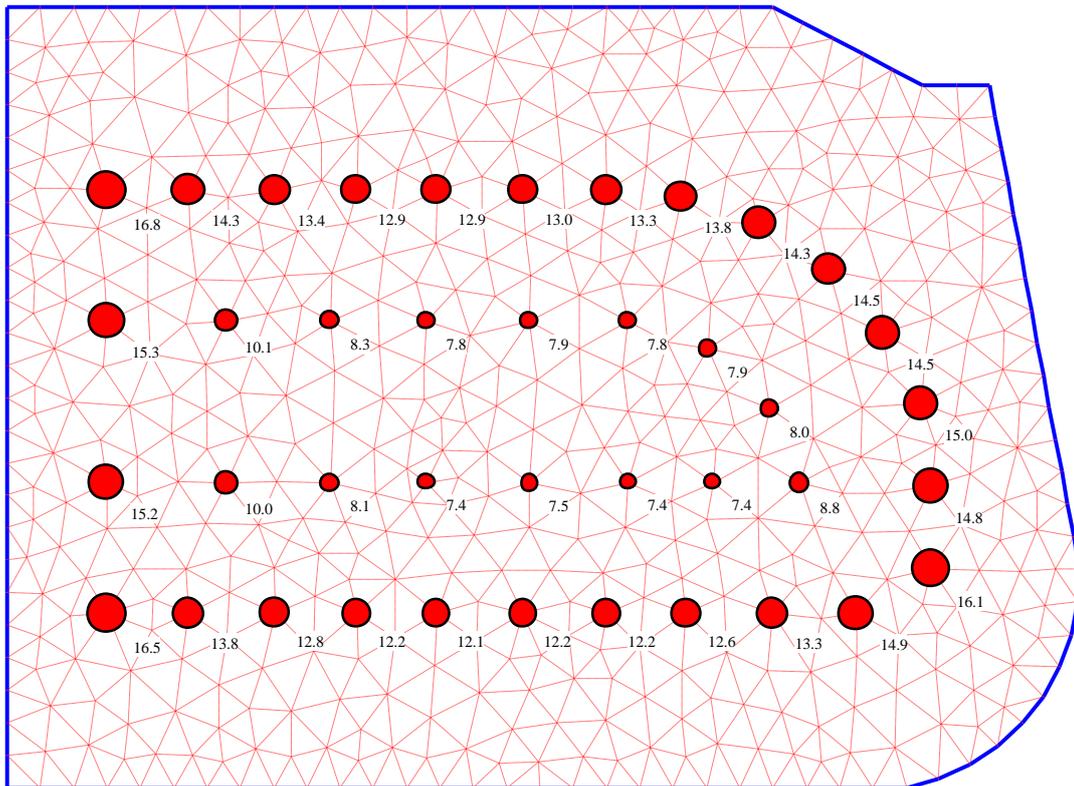


Bild 5-11 Pfahllasten [MN] für die starre Pfahlplatte mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion für Last-Setzungskurve des Pfahles

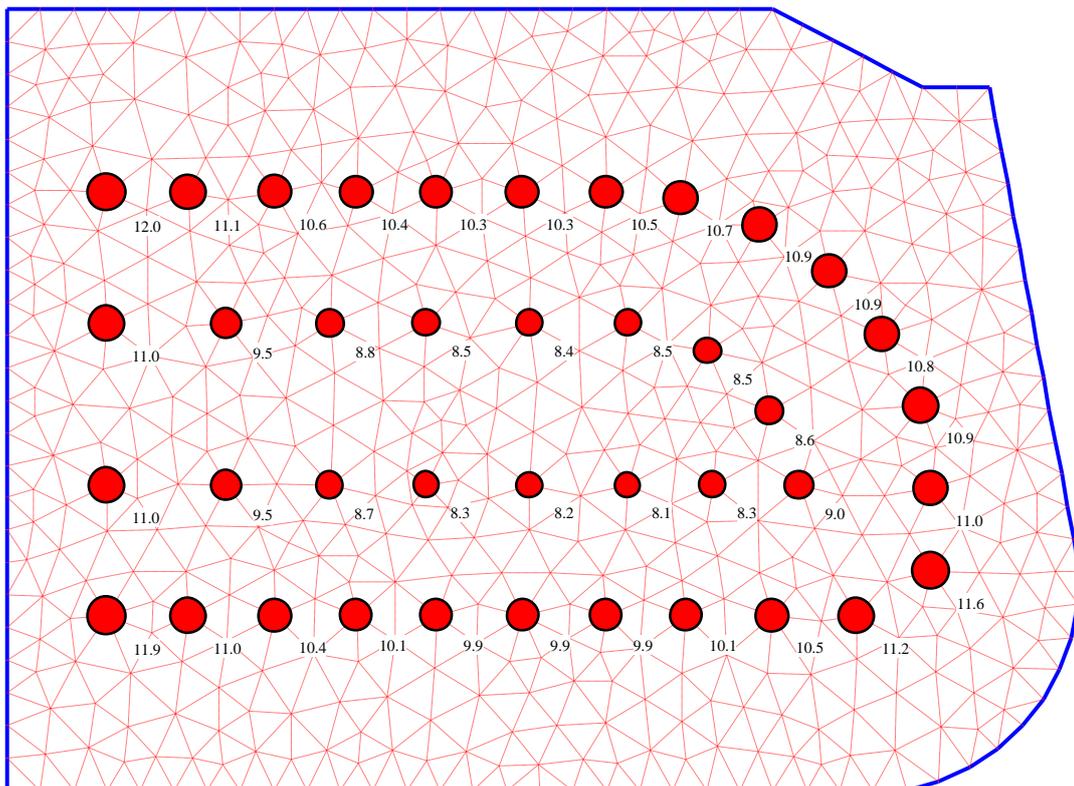


Bild 5-12 Pfahllasten [MN] für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion für Last-Setzungskurve des Pfahles

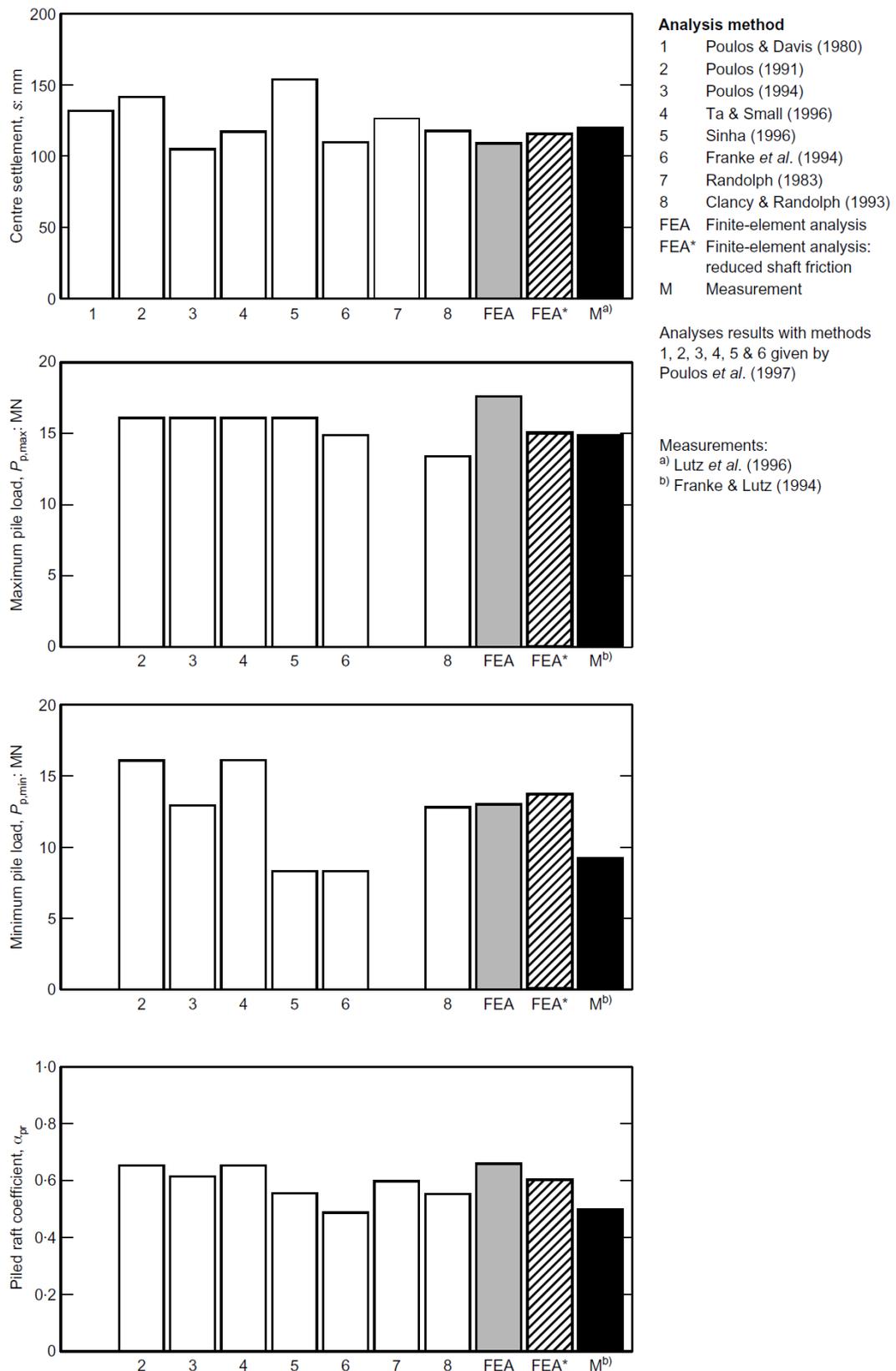


Bild 5-13 Vergleich verschiedener Methoden und Messungen (Reul and Randolph (2003))

Pfahl-Plattengründung des Westend 1

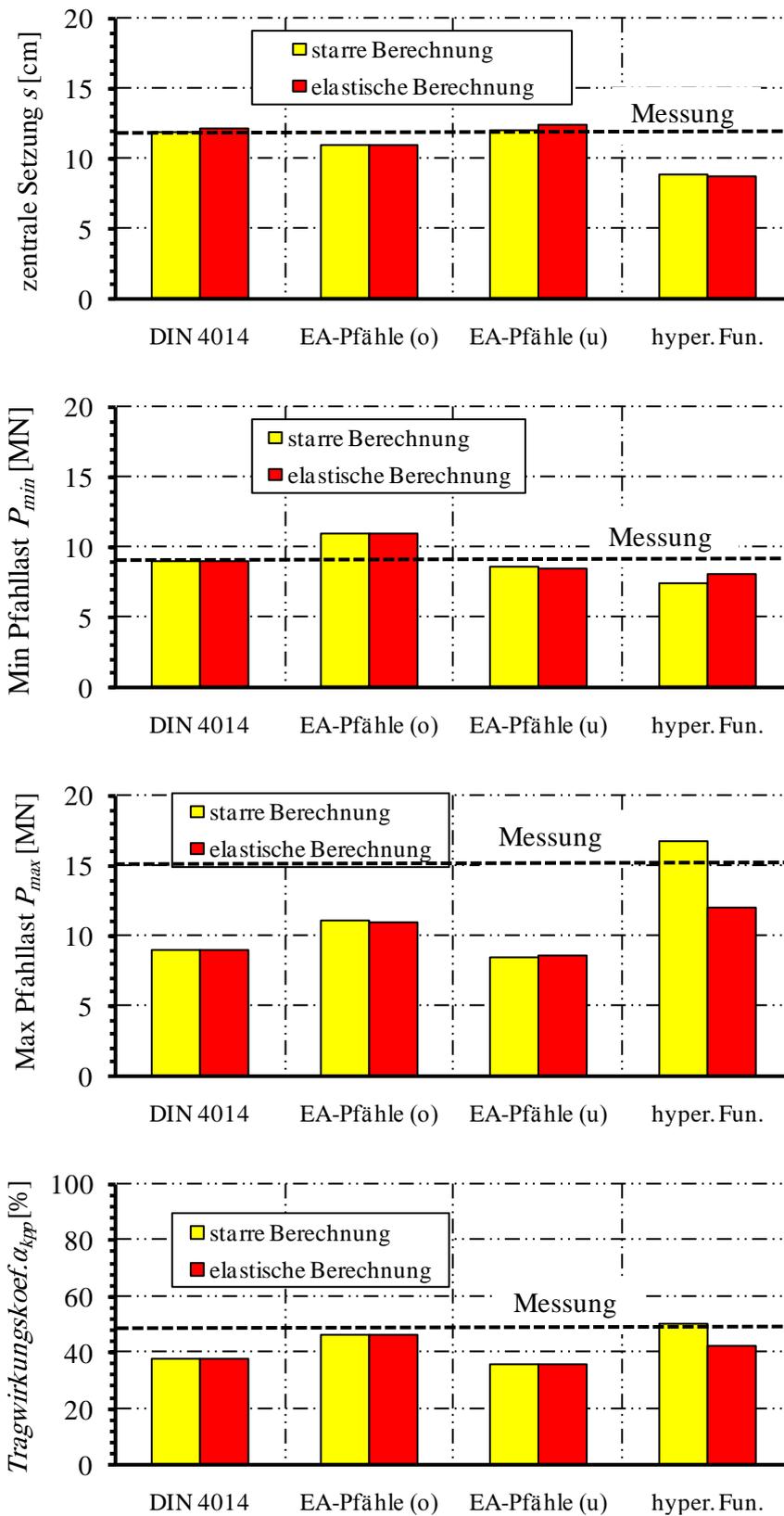


Bild 5-14 Ergebnisse aus Messungen und ELPLA

5.10 References

- [1] *Abate, S.* (2009): Analysis and Parametric Study of Piled Raft Foundation Using Finite Element Based Software.
Msc thesis, Addis Ababa University.
- [2] *Amann, P./ Breth, H./ Stroh, D.* (1975): Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Ton
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 15.
- [3] *Cecilia, B.* (2015): Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations.
PhD thesis, Technical University Darmstadt.
- [4] *Clancy, P. & Randolph, M.* (1993): An approximate analysis procedure for piled raft foundations.
Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 17, 849–869.
- [5] *Chaudhary, K.* (2010): Reconsiders for soil-structure interaction problems with significant material stiffness contrast.
PhD thesis, National University of Singapore.
- [6] DIN 4014: Bohrpfähle Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
Ausgabe März 1990
- [7] *EA-Pfähle* (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle; Arbeitskreis Pfähle (AK 2,1) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- [8] *Franke, E., Lutz, B. & El-Mossallamy, Y.* (1994): Measurements and numerical modelling of high rise building foundations on Frankfurt Clay. Proceedings of a conference on vertical and horizontal deformations of foundations and embankments.
ASCE Geotechnical Special Publication No. 40, Vol. 2, pp. 1325–1336.
- [9] *Franke, E., Lutz, B.* (1994): Pfahl-Platten-Gründungs-Messungen..
Report for the German Research Council (DFG) No. Fr60-1/11.
- [10] *El Gendy, M./ Hanisch, J./ Kany, M.* (2006): Empirische nichtlineare Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen
Bautechnik 9/06
- [11] *El Gendy, M.* (2007): Formulation of a composed coefficient technique for analyzing large piled raft.
Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 29-56
- [12] *El Gendy, M./ El Gendy, A.* (2018): Analysis of raft and piled raft by Program *ELPLA* GEOTEC Software Inc., Calgary AB, Canada.
- [13] *Lutz, B. / Wittmann, P. / El Mossallamy, Y./ Katzenbach, R.* (1996): Die Anwendung von Pfahl-Plattengründungen: Entwurfspraxis, Dimensionierung und Erfahrungen mit Gründungen in überkonsolidierten Tonen auf der Grundlage von Messungen.
Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, pp. 153–164. Essen: DGGT.
- [14] *Poulos, H./ Davis, E.* (1980): Pile Foundation Analysis and Design
John Wiley & Sons, Inc.
- [15] *Poulos, H.* (1991): Analysis of piled strip foundations.
Proceedings of the conference on computer methods and advances in geomechanics. pp. 183–191, Rotterdam: Balkema.

- [16] *Poulos, H.* (1994): An approximate numerical analysis of pile–raft interaction. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 18, 73–92.
- [17] *Poulos, H. G., Small, J. C., Ta, L. D., Sinha, J. & Chen, L.* (1997): Comparison of some methods for analysis of piled rafts.. *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Hamburg 2*, 1119-1124.
- [18] *Poulos, H.* (2001): Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique* 51, No. 2, 95-113
- [19] *Randolph, M.* (1983): Design of piled raft foundations. *Proceedings of the international symposium on recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems, Bangkok*, pp. 525–537.
- [20] *Reul, O./ Randolph, M.* (2003): Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses *Géotechnique* 53, No. 3, 301-315
- [21] *Russo, G.* (1998): Numerical analysis of piled raft *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, 477-493
- [22] *Small, J.* (2002): Soil-Structure interaction. *Australian Geomechanics Journal*.
- [23] *Sommer, H./ Katzenbach, R.* (1990): Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/ Main *Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe*, Seite 371-380
- [24] *Sinha, J.* (1996): Piled raft foundations subjected to swelling and shrinking soils. *PhD thesis, University of Sydney, Australia*.
- [25] *Ta, L./ Small, J.* (1996): Analysis of piled raft systems in layered soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 20, 57–72.

Untersuchungsfall 6

**Pfahl-Plattengründung
des *Skyper* in Frankfurt**

Inhalt

Seite

6	Untersuchungsfall 5: Pfahl-Plattengründung des <i>Skyper</i> in Frankfurt.....	3
6.1	Allgemeines	3
6.2	Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.....	5
6.3	FE-Net.....	6
6.4	Lastdaten	6
6.5	Pfahl- und Plattenmaterial.....	7
6.6	Baugrunddaten	7
6.7	Ergebnisse	10
6.8	Messungen und andere Ergebnisse	10
6.9	Bewertung	10
6.10	References.....	15

6 Untersuchungsfall 5: Pfahl-Plattengründung des *Skyper* in Frankfurt

6.1 Allgemeines

Skyper hat eine Höhe von 154 [m] und steht auf einer Pfahl-Plattengründung. Das Hochhaus liegt in der Stadt Frankfurt, Deutschland. Es wurde 2004 fertiggestellt, Bild 6-1. Das Hochhaus war bis 2004 eines der drei höchsten Hochhäuser in Frankfurt und auch in Deutschland.

Das Gebäude hat einen Keller mit drei Untergeschossen und 38 Stockwerken mit einem durchschnittlichen geschätzten angewandten Druck von 426 [kN/m²]. Das Gebäude wurde auf einer unregelmäßigen Fundamentplatte mit einer Fläche von 1900 [m²]. Es wurde auf einem typischen Frankfurter Ton in einer Tiefe von 13.4 [m] unter der Gelände gegründet. Die Platte hat eine konstante Dicke von 3.5 [m]. Gestützt wird sie durch 46 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von je $D = 1.3$ [m]. Auf zwei Ringen unter der Kernstruktur des Überbaus sind die Pfähle angeordnet. Die Länge der 20 Außenpfähle beträgt 31 [m], während die Länge der 26 Innenpfähle 35 [m] beträgt.

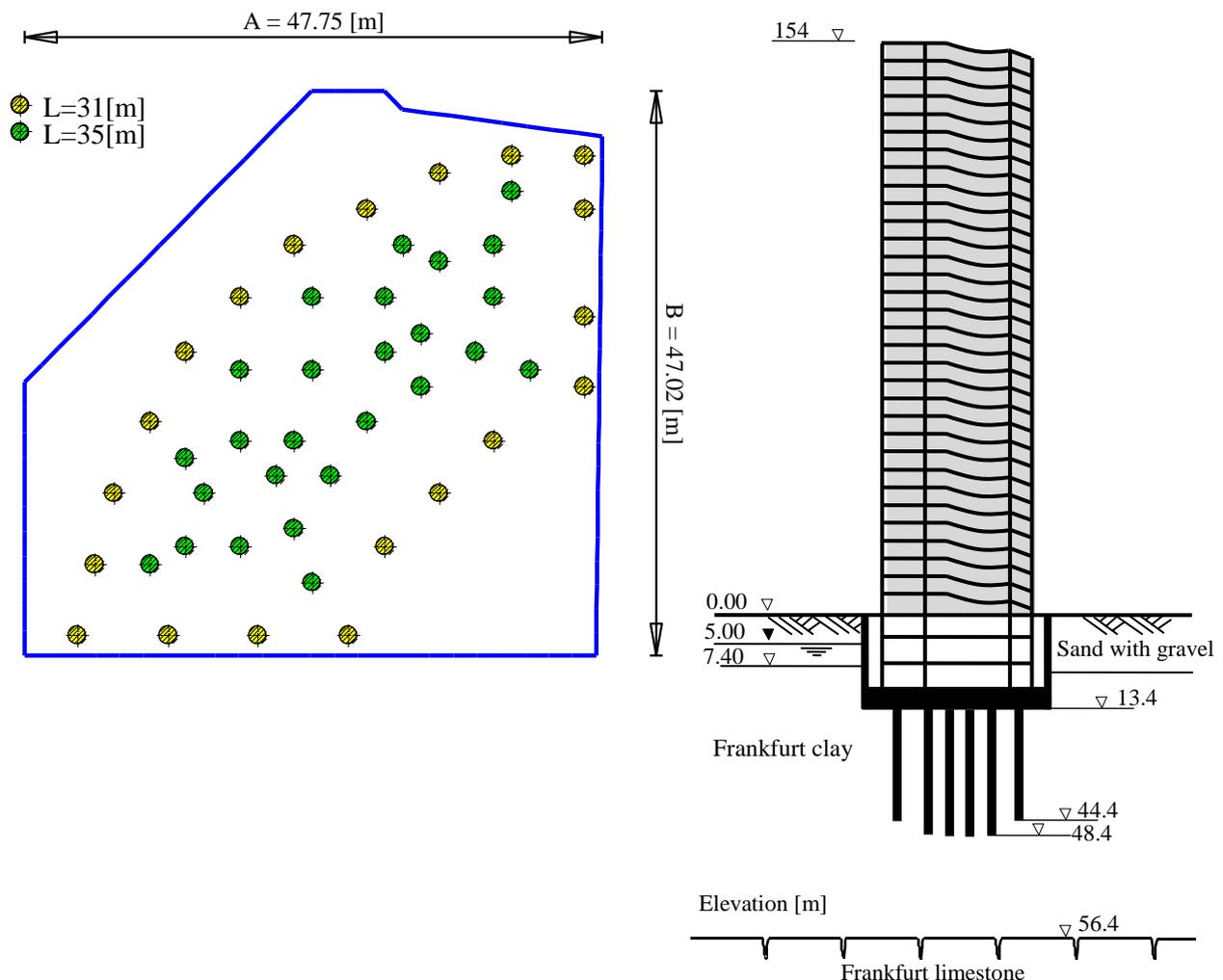
Seit der *Skyper* gebaut wurde, haben viele Autoren sein Verhalten untersucht. Umfangreiche Untersuchungen zu verschiedenen Berechnungsmethoden wurden von *Saglam* (2003), *El-Mossallamy et al.* (2009), *Sales et al.* (2010), *Richter and Lutz* (2010), *Vrettos, C.* (2012), *Bohn* (2015) durchgeführt.

Pfahl-Plattengründung des *Skyper*



Bild 6-1 *Skyper* nach <https://en.phorio.com/file/703520609/>

Bild 6-2 zeigt die Abbildung des *Skyper* mit der Pfahlplatte.

Bild 6-2 Abbildung des *Skyper* mit der Pfahlplatte

6.2 Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Um die Berechnungsverfahren der Kombinierten Pfahl-Plattengründung hinsichtlich ihrer Qualität abzuschätzen, werden insgesamt 4 nichtlineare Berechnungen mit *ELPLA* durchgeführt wie folgt, *El Gendy et al.* (2006) and *El Gendy* (2007):

- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung einer hyperbolischen Funktion für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der EA-Pfähle (untere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles
- Nichtlineare Berechnung mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

Das Fundamentsystem wird als starre und elastische Pfahl-Plattengründungen berechnet. In diesem Fall wird die Platte als entweder starre oder elastische Platte betrachtet, die auf gleichen starren Pfählen abgestützt ist.

Eine Reihe von Vergleichen wird durchgeführt, um die nichtlinearen Berechnungen der Pfahl-Plattengründungen für Last-Setzungsbeziehungen von Pfählen zu bewerten. Darin werden die Ergebnisse anderer numerischer Methoden und Messungen mit denen von *ELPLA* verglichen.

6.3 FE-Net

Die Platte wird in dreieckige Elemente mit einer Maximallänge von 2.0 [m] unterteilt, wie im Bild 6-3 gezeigt. Ebenso werden die Pfähle in Elemente mit 2.0 [m] Maximallänge unterteilt.

6.4 Lastdaten

Die gesamte effektive vertikale Last (ausschließlich Eigengewicht von Platte und Pfählen) auf der Gründungsplatte beträgt $N=810$ [MN], wobei der Auftrieb auf der Platte $P_w=160$ [kN/m²] beträgt. Die Last wird als Flächenlast von 510 [kN/m²] auf der gesamten Platte angesetzt.

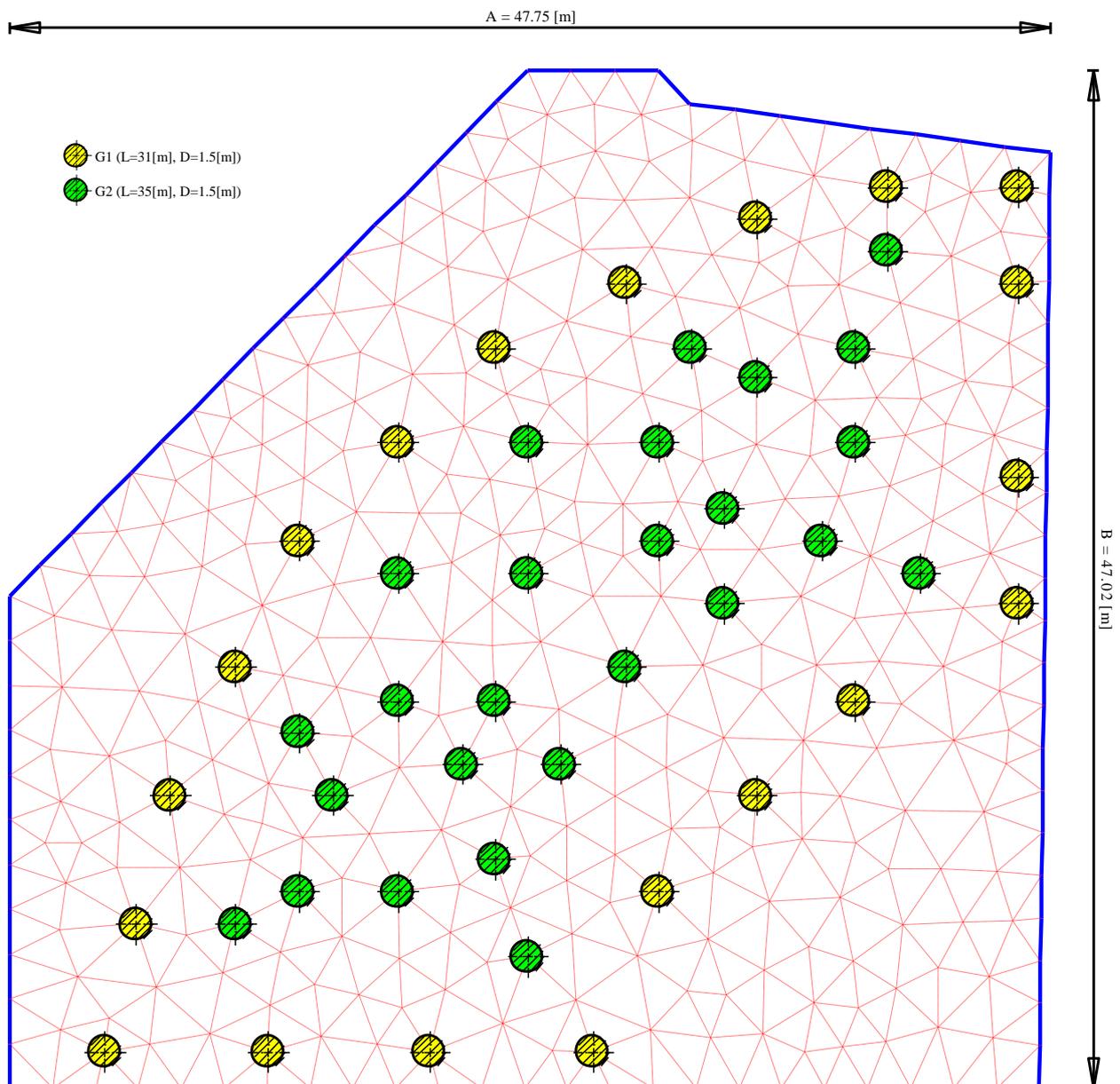


Bild 6-3 Netz der Pfahlplatte des *Skyper* mit Pfählen

6.5 Pfahl- und Plattenmaterial

Die Dicke der Platte wird mit 3.5 [m] angesetzt. Die Pfähle sind mit dem entsprechenden Durchmesser 1.5 [m] und den Längen 31 [m] und 35 [m] in der Berechnung berücksichtigt. Als Pfahl- und Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Als Plattenmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 34\,000$	[MN/m ²]
Poissonzahl	$\nu_p = 0.25$	[-]
Wichte	$\gamma_b = 0$	[kN/m ³]

Als Pfahlmaterial wurden folgende Werte angesetzt:

Für die Pfähle gilt:

Elastizitätsmodul	$E_b = 22\,000$	[MN/m ²]
Wichte	$\gamma_b = 0$	[kN/m ³]

6.6 Baugrunddaten

Die Platte wurde auf einem typischen Frankfurter Ton in einer Tiefe von 13.4 [m] unter der Gelände gegründet. Der Untergrund am Standort des Gebäudes besteht aus Kiesen und Sanden bis in 7.4 [m] unter Gelände. Darunter liegen Schichten des Frankfurter Tons bis eine Tiefe von 56.4 [m] unter Gelände erweitert. Nach dieser Tiefe steht Kalkstein an, der für die vorliegenden Verhältnisse als praktisch unzusammendrückbar und damit als Begrenzung der Setzungseinflusstiefe angesehen werden kann. Die Eigenschaften des Bodens in der numerischen Berechnung können wie folgt beschrieben werden:

Steifemodul

Der Elastizitätsmodul der Sand-/ Kiesschicht unter der Platte nach *Reul/ Randolph* (2003) ist $E = 75000$ [kN/m²]. Der Elastizitätsmodul für Wiederbelastung wurde mit $W = 3 E$ angesetzt. Laut *Amann et al.* (1975) auf Grundlage von früheren Berechnungen wird die Verteilung des Steifemoduls für die Erstbelastung des Frankfurter Tons mit der Tiefe durch folgende empirische Formel ermittelt:

$$E_s = E_{so} (1 + 0.35 z) \quad (6.1)$$

während für die Wiederbelastung gilt:

$$W_s = 70 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (6.2)$$

wobei:

E_s	Steifemodul für Erstbelastung [MN/m ²]
E_{so}	Anfangssteifemodul $E_{so} = 7$ [MN/m ²]
z	Tiefe ab Oberkante Ton [m]
W_s	Steifemodul für Wiederbelastung [MN/m ²]

Undrained Kohäsion

Nach *Sommer/ Katzenbach* (1990) steigt mit der Tiefe die undrained Kohäsion c_u des Frankfurter Tons von $c_u = 100$ [kN/m²] bis $c_u = 400$ [kN/m²] in 70 [m] Tiefe ab Oberkante Ton.

Für die Berechnung mit Verwendung der DIN 4014 und der EA-Pfähle für Last-Setzungskurve des Pfahles wird die mittlere undräßierte Kohäsion von $c_u = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ angenommen.

Poissonzahl

Die *Poissonzahl* des Kieses und des Sandes wird mit $\nu_s = 0.25 \text{ [-]}$ angesetzt.

Grenzpfalllast

Russo (1998) schlug eine Grenzmantelreibung bei der Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion nicht weniger als $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ vor, die einer undräßierten Kohäsion von $c_u = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ entspricht. Um die Berechnung mit einer hyperbolischen Funktion durchzuführen, wird eine Grenzmantelreibung von $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ berücksichtigt. Somit ergeben sich folgende Grenzpfalllasten:

für die Pfähle mit der Länge = 31 [m]

$$Q_{l1} = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.5 * 31 = 26295 \text{ [kN]} = 26 \text{ [MN]} \quad (6.3)$$

für die Pfähle mit der Länge = 35 [m]

$$Q_{l2} = \tau * \pi * D * l = 180 * \pi * 1.5 * 35 = 29688 \text{ [kN]} = 30 \text{ [MN]} \quad (6.4)$$

wobei:

- Q_l Grenzpfalllast, [MN]
- τ Grenzmantelreibung, $\tau = 180 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- D Pfahldurchmesser, [m]
- l Pfahl länge, [m]

Die Grenzpfalllast Q_l ist ein geometrischer Parameter der hyperbolischen Beziehung. In einigen Fällen ist der Wert von Q_l von der tatsächlichen Tragfähigkeitpfahllast unterschiedlich. $Q_l = 1.5$ bis $2 Q_u$, wobei Q_u die Tragfähigkeitpfahllast ist.

Grundwasser

Die Grundwassertiefe liegt bei 5 [m] unter Gelände.

Bodenkennwerte

Der Baugrund setzt sich entsprechend Bild 6-4 aus 12 Schichten zusammen, welche hauptsächlich aus Frankfurter Ton bestehen. Die gesamte Tiefe beträgt $H = 108 \text{ [m]}$ unter Gelände. Bild 6-4 zeigt die Bodenkennwerte für die 12 Schichten.

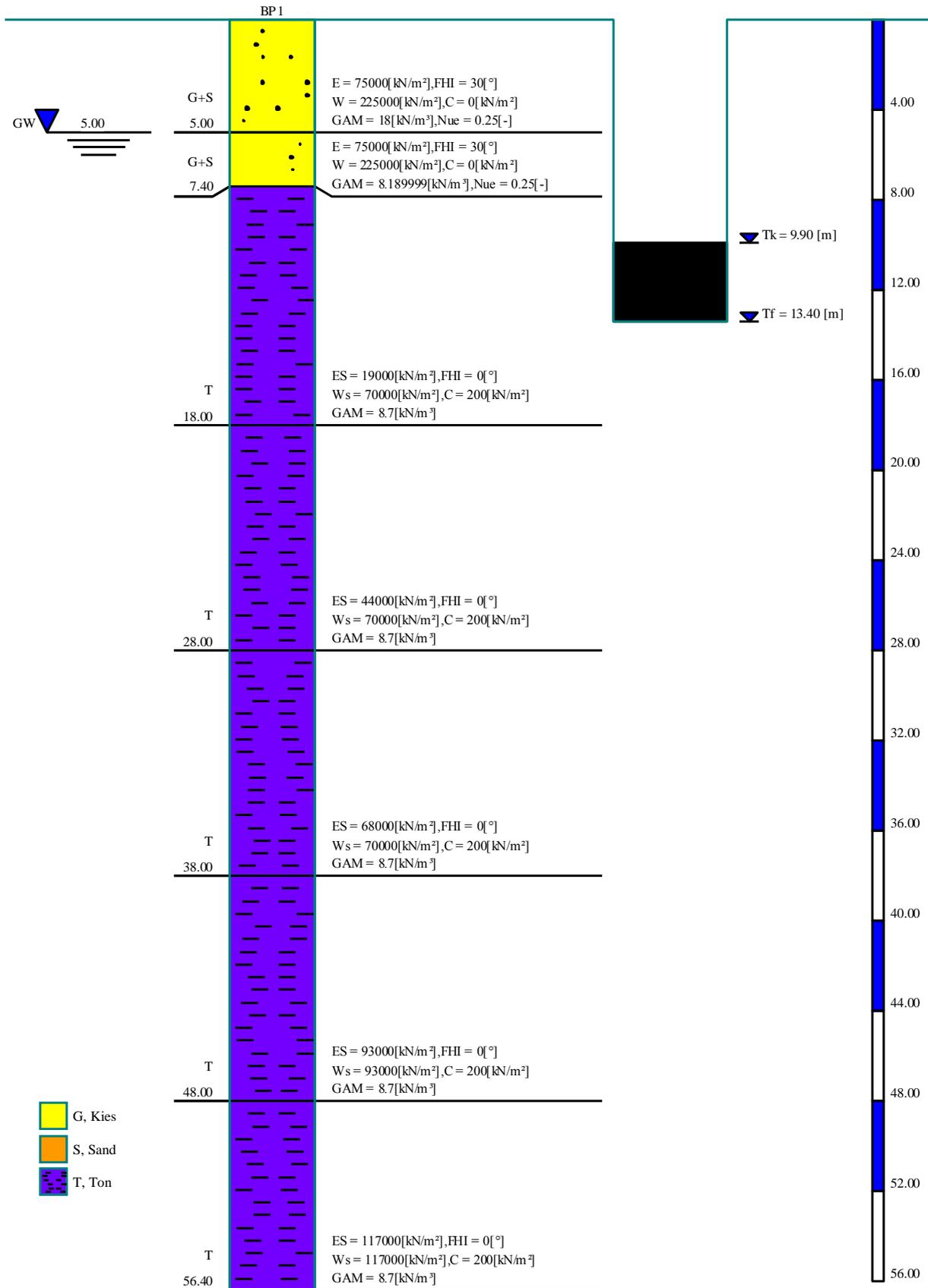


Bild 6-4 Darstellung des Bohrprofils

6.7 Ergebnisse

Als Beispiele für die Ergebnisse verschiedener Berechnungen bei *ELPLA*, zeigen Bild 6-5 und Bild 6-6 die Setzungen als Isolinien für die starre Pfahlplatte und auch für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle für Last-Setzungskurve des Pfahles (obere Tabellenwerte). Pfahllasten als Kreisdiagramme für die starre Pfahlplatte und auch für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle für Last-Setzungskurve des Pfahles (obere Tabellenwerte) sind im Bild 6-7 und Bild 6-8 abgebildet.

6.8 Messungen und andere Ergebnisse

Der Bau des *Skyper* begann im Jahr 2003 und wurde fertig im Jahr 2004. Nach *Richter and Lutz* (2010) liegen die berechneten mittleren Setzungen in einer Bandbreite von rd. 5 bis 7.5 [cm]. *El-Mossallamy et al.* (2009) wurde der Tragwirkungskoeffizient der Pfahl-Plattengründung überwiegend im Bereich $\alpha_{kpp} = 60\%$ bis 85% ermittelt. Nach *Lutz et.al.* (2006) liegt mit $\alpha_{kpp} \approx 0,6$ unterhalb dieser Bandbreite. Dementsprechend betragen die mittleren Pfahlkräfte rd. 12 bis 14 bzw. 10 bis 11 [MN].

Zum Vergleich zeigt Tabelle 6-1 die anderen Ergebnisse für die anderen Berechnungen, die von *Richter and Lutz* (2010) vorgestellten. Auf Basis Setzungsmessungen 4 Jahre nach Bauende sollen die maximalen Setzungen im Bereich des Hochhauses bei ca. 5 bis 5.5 [cm] liegen. Mit der dreidimensionalen Finiten Element-Methode wurde nach *Richter and Lutz* (2010) eine Setzung von 6.3 [cm] berechnet.

6.9 Bewertung

Die Ergebnisse der Setzungen, Tragwirkungskoeffizienten der Pfahl-Plattengründung α_{kp} und minimale und maximale Pfahllasten, die von *ELPLA* erhalten wurden, werden mit den erwarteten Ergebnissen im Bild 6-9 verglichen.

Aus Bild 6-9 kann geschlossen werden, dass die Ergebnisse, die aus verschiedenen in *ELPLA* verfügbaren Berechnungen erhalten werden, eine schnelle und akzeptable Schätzung für die Setzung, den Tragwirkungskoeffizient der Pfahl-Plattengründung und Pfahllasten, liefern können.

Dieser Untersuchungsfall zeigt auch, dass die in *ELPLA* verfügbaren Berechnungsverfahren zur Berechnung großer Plattenprobleme geeignet sind. Weil sie im Vergleich zu anderen komplizierten Modellen der dreidimensionalen Finiten Element-Methode weniger Rechenzeit benötigen.

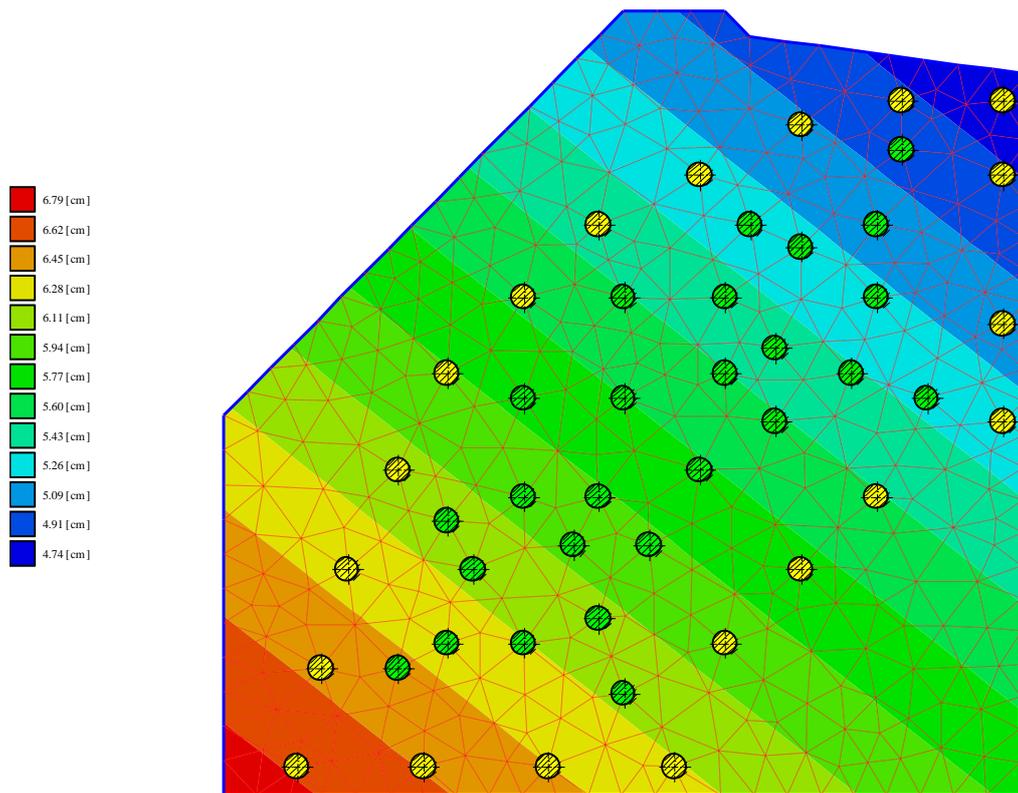


Bild 6-5 Settlement für die starre Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

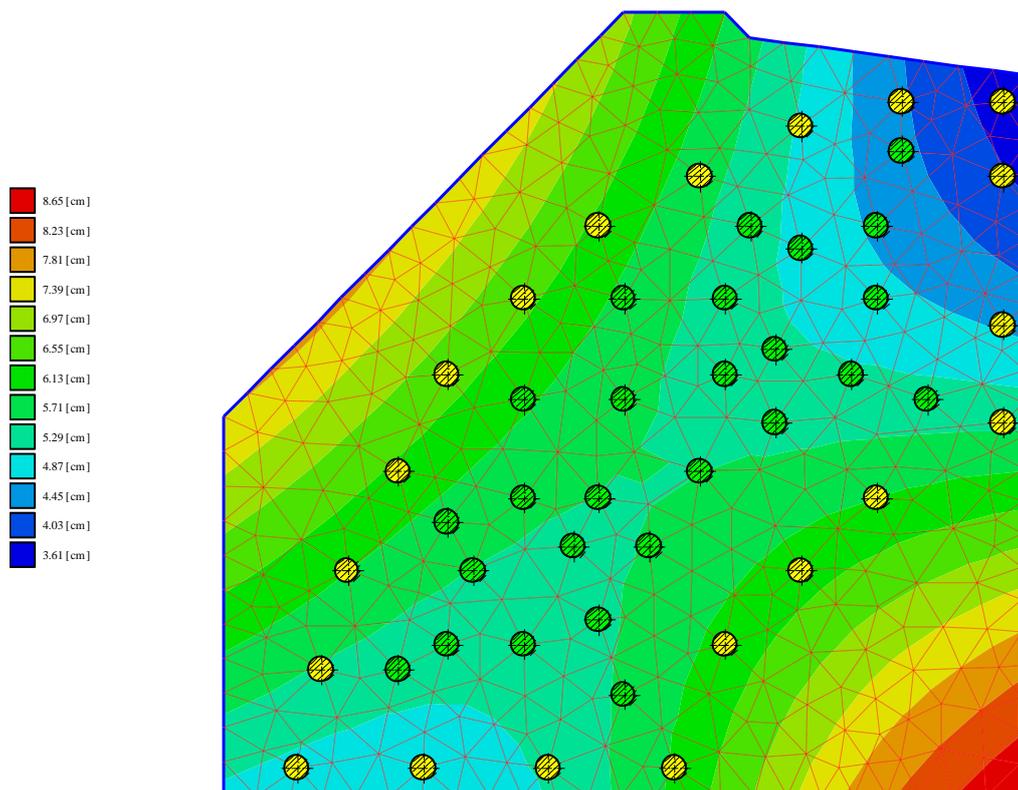


Bild 6-6 Settlement für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

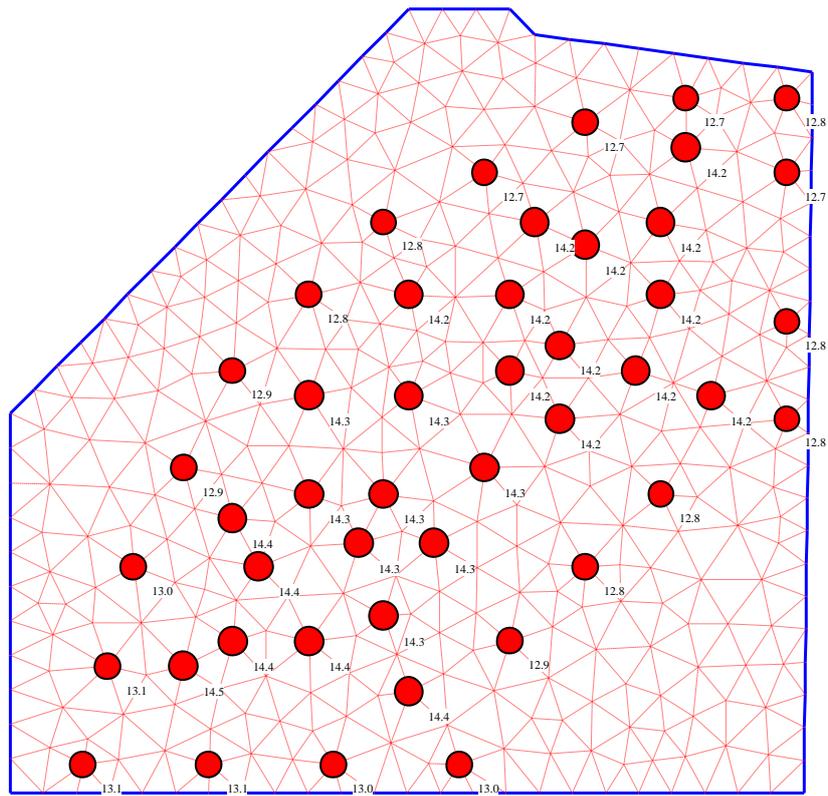


Bild 6-7 Pfahllasten [MN] für die starre Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

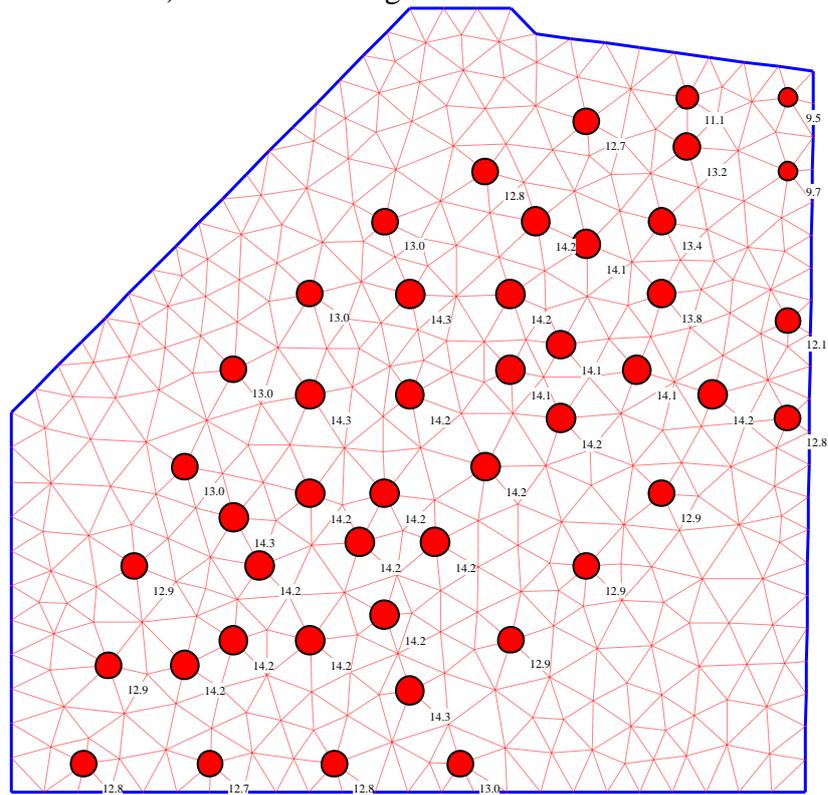


Bild 6-8 Pfahllasten [MN] für die elastische Pfahlplatte mit Verwendung der EA-Pfähle (obere Tabellenwerte) für Last-Setzungskurve des Pfahles

Tabelle 6-1 Übersicht der Berechnungsergebnisse aus Berechnungen mit Baugrundmodellen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie nach *Richter* and *Lutz* (2010)

Verfahren		BEM	FEM	Elast.-Halb- raummodelle	Messung
Mittlere Setzung	S_{kpp} [cm]	4.8	6.3	5.0-7.3 (9.5)	
Maximale Setzung	S_{max} [cm]	6.0	7.5	-	5.5
Tragwirkungskoeffizienten	α_{kpp} [%]	71	82	59-79	
Bettungsmodul	k_s [MN/m ³]	rd. 2.0		1.6-2.8	
Mittlere Pfahlkraft	Q_p [MN]	12.5	14.3	10.3-13.9	
Minimale Pfahlkraft	$Q_{p,min}$ [MN]	9.9	11.6	8.5-10.1	
Maximale Pfahlkraft	$Q_{p,max}$ [MN]	16.1	17.6	13.8-20.5	
Mittlere Pfahlfedersteifigkeit	k_p [MN/m]	261	301	125-280	

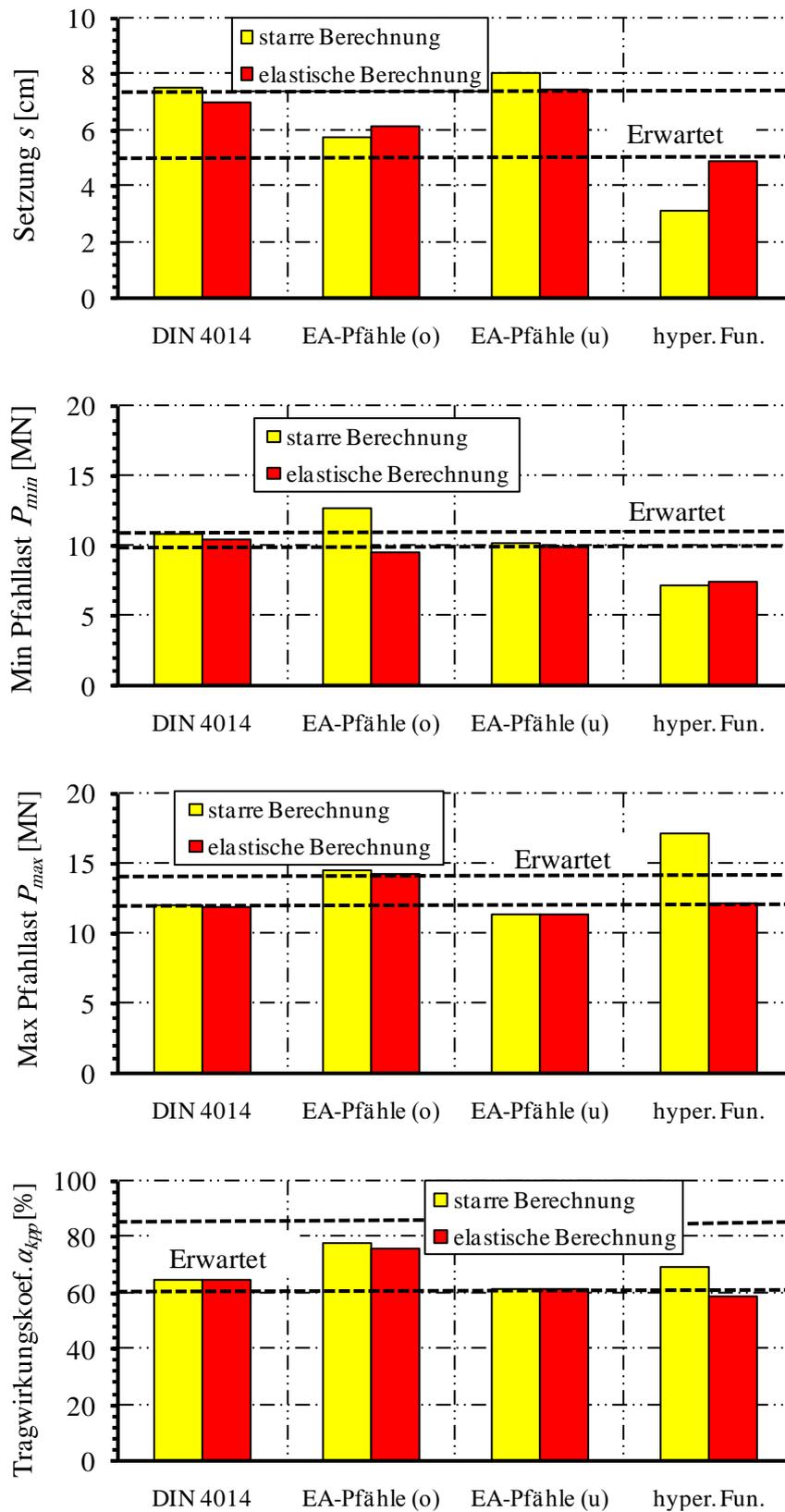


Bild 6-9 Ergebnisse aus Messungen und *ELPLA*

6.10 References

- [1] *Amann, P./ Breth, H./ Stroh, D. (1975):* Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Ton
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 15
- [2] *Bohn, C. (2015):* Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations. PhD thesis, Technical University Darmstadt.
- [3] DIN 4014: Bohrpfähle Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
Ausgabe März 1990
- [4] *EA-Pfähle (2007):* Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle; Arbeitskreis Pfähle (AK 2,1) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- [5] *Lutz, B., El-Mossallamy, Y., Richter, Th. (2006):* Ein einfaches für die Handrechnung geeignetes Berechnungsverfahren zur Abschätzung des globalen Last-Setzungsverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.
Bauingenieur 81 (2006), 61–66.
- [6] *El Gendy, M./ Hanisch, J./ Kany, M. (2006):* Empirische nichtlineare Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen
Bautechnik 9/06
- [7] *El Gendy, M. (2007):* Formulation of a composed coefficient technique for analyzing large piled raft.
Scientific Bulletin, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt. Vol. 42, No. 1, March 2007, pp. 29-56
- [8] *El Gendy, M./ El Gendy, A. (2018):* Analysis of raft and piled raft by Program *ELPLA*
GEOTEC Software Inc., Calgary AB, Canada.
- [9] *El-Mossallamy, Y., Lutz, B. and Duerrwang, R. (2009):* Special aspects related to the behavior of piled raft foundation. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.).
- [10] *Richter, T and Lutz, B. (2010):* Berechnung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung am Beispiel des Hochhauses „Skyper“ in Frankfurt/Main.
Bautechnik 87 (2010), Heft 4.
- [11] *Russo, G. (1998):* Numerical analysis of piled raft
Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 22, 477-493
- [12] *Sales, M., Small, J. and Poulos, H. (2010):* Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions.
Can Geotech. J. 47: 327-345.
- [13] *Saglam, N. (2003):* Settlement of piled rafts: A critical review of the case histories and calculation methods.
M.Sc. thesis, The middle east technical university.
- [14] *Sommer, H./ Katzenbach, R. (1990):* Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/ Main
Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Seite 371-380
- [15] *Vrettos, C. (2012):* Simplified analysis of piled rafts with irregular geometry.
Int. Conf. Testing and Design Methods for Deep Foundations, Kanazawa.