

Diplomarbeit

Technisch und wirtschaftlicher Vergleich von Bodenplatten mit unterschiedlichen Gründungssystemen

eingereicht am

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

der

Technischen Universität Graz

Im

November 2010

Verfasser: **Gregor Schwarz**

Betreuung: **Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut F. Schweiger**

Dipl.Ing. Franz Tschuchnigg

Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen / Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Thema der Masterarbeit bisher weder im In- noch im Ausland (einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im September 2010

.....

Schwarz Gregor

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Hrn. DI Dr. Alexander Zöhrer für die Initiative zu diesem Thema bedanken.

Weiterer Dank gilt meinem Betreuer, Hrn. DI Franz Tschuchnigg für die intensive und engagierte Betreuung und ständige Kontrolle der Berechnungsergebnisse. Dadurch war es erst möglich, die Arbeit in diesem Umfang zu erstellen.

Besonderer Dank gilt meinem Arbeitskollegen DI Jürgen Kraker für seine zur Verfügung gestellte Zeit, auch wenn dies oft nicht einfach war.

Weiters möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, durch deren Unterstützung ich die Möglichkeit hatte, diese Ausbildung zu absolvieren.

Kurzfassung

Auch in der heutigen Zeit wird bei der Auswahl von Gründungen noch immer gesondert vordergründig die Wirtschaftlichkeit der Gründungselemente betrachtet ohne Rücksicht auf den Einfluss dieser Wahl auf das Bauwerk. Da jedoch die Bodenplatte ebenfalls abhängig von der eingesetzten Gründung gewissen wirtschaftlichen Schwankungen unterliegt, kann der Preis der Bodenplatte in Kombination mit der Gründung als zusätzliches Kriterium bei der Wahl der Fundierung eine erhebliche Rolle spielen.

Ziel dieser Arbeit ist ein wirtschaftlicher Vergleich der Bodenplatte mit jeweils fünf unterschiedlichen Gründungsmaßnahmen, unterstützt durch eine möglichst genaue Bodenmodellierung. Untersucht wurde unter anderem eine Neuentwicklung von Kellergrundbau, die sogenannte Hybridgründung. Die Interaktion zwischen Gebäude und Baugrund wurde mithilfe von nichtlinearen Materialmodellen simuliert. Die daraus erhaltenen Ergebnisse bildeten die Grundlage für die Bemessung der Bodenplatte. Nachfolgend wurden die Varianten kostenmäßig bewertet. Vorlaufend wurden Vergleichsrechnungen angestellt, mithilfe dieser das Berechnungsmodell, die Modellierungsart sowie die Auswertungsmethode der Plaxisdaten (Bettungsmodulverfahren vs. Aufbringen von Zwangsverformungen) verifiziert werden konnten. Die Auswertungen zeigten, dass das Bettungsmodulverfahren, das in der Praxis oft zur Modellierung des Bodens herangezogen wird, keine befriedigenden Ergebnisse für die Bemessung der Bodenplatte liefert.

Abstract

Also nowadays for the choice of foundations especially the profitability of the foundation elements itself are being considered regardless of the influence from this choice on the building. But because the profitability of the baseplate also varies depending of the used foundation, the price of the baseplate could also play a role as an extra criteria when the foundation is being choosed.

Topic of this thesis is a economical comparison of baseplates each with five different foundation methods supported with a material model of the soil which is as precise as possible. Analyzed amongst others was a from the company Fa. Keller Grundbau new developed foundation, the so called Hybrid-foundation. The interaction between the building and the baseplate was simulated with a nonlinear material modell. The obtained results provided the base for the design of the baseplate. Later the prices of the variants where compared. Befor that comparing models where calculated. With them the calculation model, modelling mode and the evaluation method of the Plaxisdata (bedding modulus method vs. applying restraint deformations) where verified. The evaluation method showed, that the bedding modulus method, which in praxis is often used to simulate the soil, didn't deliver enough satisfying results for the design of the baseplate.

Inhaltsverzeichnis

Erklärung	2
Danksagung	3
Kurzfassung	4
Abstract	5
Inhaltsverzeichnis	6
Aufgabenstellung	8
1 Theoretische Grundlagen	9
1.1 Berechnungsverfahren	9
1.1.1 Bettungsmodulverfahren ^{[1][7]}	9
1.1.2 Steifemodulverfahren ^{[1][4]}	9
1.2 Materialgesetze	11
1.2.1 Linear-elastisches Modell ^[8]	11
1.2.2 Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell) ^[8]	11
1.2.3 Hardening Soil Modell (HS-Modell) ^[8]	12
1.3 Beton ^{[5][22]}	15
2 Gründungsverfahren	19
2.1 Rüttelstopfverdichtung (RSV) ^{[10][11]}	19
2.2 Betonstopfsäulen (BSS) ^[11]	21
2.3 Hybridsäulen.....	22
2.4 Bohrpfähle ^{[20][2][18]}	23
2.4.1 Verrohrte Bohrpfähle	23
2.4.2 Unverrohrte Bohrpfähle	24
3 Vergleichsrechnungen	28
3.1 Geometrie und Material	28
3.2 Berechnungen	29
3.2.1 Plaxis 3D	29
3.2.2 Nachrechnung mit RFEM mithilfe des Bettungsmodulverfahrens	30
3.3 Ergebnisse / Interpretation.....	32
4 Ergänzende Vergleichsrechnungen	37
4.1 Kontrolle mithilfe eines Plain-Strain-Modelles.....	37

4.2	Variation der Bodenplattendicke	42
4.3	RFEM Vergleich mit 30 cm Bodenplatte	45
5	Variantenuntersuchung	49
5.1	Angabe	49
5.2	Einwirkungen	52
5.2.1	Lastannahmen.....	52
5.2.2	Lastfallkombinationen.....	53
5.3	Gründungen.....	56
5.3.1	Flachgründung	56
5.3.2	Gründung mittels Rüttelstopfverdichtung	57
5.3.3	Gründung mittels Hybridsäulen	59
5.3.4	Betonstopfsäulengründung.....	61
5.3.5	Bohrpfahlgründung.....	63
5.4	Berechnungsphasen.....	65
5.5	Ergebnisse Plaxis 3D.....	68
5.6	Bemessung der Bodenplatte	73
5.6.1	Allgemeine Bemessung.....	73
5.6.2	Detailbemessung.....	77
5.7	Ergebnisse / Interpretation.....	80
6	Anhang.....	84
6.1	Preis-Kalkulationen.....	84
6.2	Dateien	90
	Abbildungsverzeichnis	92
	Tabellenverzeichnis	96
	Literaturverzeichnis	97

Aufgabenstellung

Diese Diplomarbeit behandelt das Thema „technisch und wirtschaftlicher Vergleich von Bodenplatten mit unterschiedlichen Gründungssystemen“.

Dabei wurden folgende Systeme untersucht:

- Gründung mittels Rüttelstopfverdichtung
- Gründung mittels Hybridsäulen
- Gründung mittels Betonstopfsäulen
- Gründung mittels Bohrpfählen

Zusätzlich wurde als Vergleichsgrundlage eine Variante mit einer Flachgründung untersucht.

Diese Arbeit entstand in Zusammenarbeit mit der Fa. Keller Grundbau und dem Unternehmen Thomas Lorenz ZT GmbH und dient als Entscheidungshilfe zur Wahl der Gründungsart mit besonderem Augenmerk auf die Wirtschaftlichkeit der Bodenplatte.

Die daraus ermittelten Baukosten beziehen sich jeweils auf einen Quadratmeter Bodenplatte. Die Gründungen wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht optimiert, weshalb diese nur auf technische Aspekte hin miteinander verglichen wurden.

Eine zusätzliche Schwierigkeit war die Auswertungsmethode der Daten aus dem Bodenmechanik-Programm zu Inputdaten für das statische Berechnungsprogramm. Zu diesem Zweck wurden mithilfe von Vergleichsrechnungen, die zusätzlich auch als Benchmark-Beispiele für die Variantenuntersuchung dienten, zwei Methoden untersucht:

- Bettungsmodulverfahren:
Die Setzung sowie die Sohlnormalspannung wurden im Bodenmechanik-Programm ausgewertet und daraus für Teilflächen der Bodenplatte Bettungsmodule berechnet.
- Aufbringen der Setzungen als Zwangsverformungen:
Die errechneten Setzungen der Bodenplatte im Bodenmechanik-Programm wurden direkt im Statik-Programm auf die Bodenplatte angesetzt.

1 Theoretische Grundlagen

In diesem Kapitel werden die zur Berechnung benötigten Berechnungsverfahren, das Bettungsmodulverfahren und das Steifemodulverfahren, sowie die Materialgesetze, Linear-elastisches Modell, Mohr-Coulomb-Modell, Hardening Soil Modell, beschrieben. Zusätzlich wird noch auf die Materialeigenschaften für den Stahlbeton eingegangen.

1.1 Berechnungsverfahren

1.1.1 Bettungsmodulverfahren ^{[1][7]}

Der in der Regel aus der Division der Bodenpressung und der Setzung ermittelte Bettungsmodul $k_s = \sigma/s$ stellt keine Baugrundkenngroße dar, da er neben den Baugrundeigenschaften u.a. von der Größe und der Geometrie der Lastfläche, der Lastgröße und dem Lastort abhängig ist. In einer statischen Berechnung wird der so erhaltene Bettungsmodul heute aber vorrangig zur Bestimmung der Schnittgrößen von Bodenplatten usw. benutzt.

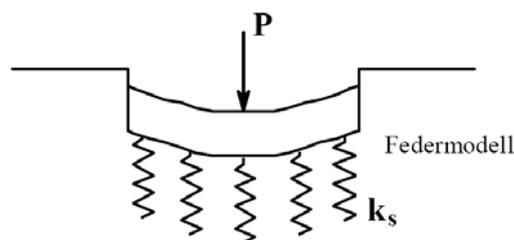


Abb. 1: Biegelinie beim Bettungsmodulverfahren ^[6]

Das Bettungsmodulverfahren versucht die Verformungsbedingungen zumindest näherungsweise zu erfüllen. Es geht jedoch von der vereinfachten Modellannahme aus, dass die Wirkung des Bodens durch ein System ungekoppelter Federn erfasst werden kann. Eine sich einstellende Setzungsmulde, die aus der Schubsteifigkeit des Baugrunds resultiert, wird vernachlässigt.

1.1.2 Steifemodulverfahren ^{[1][4]}

Beim Steifemodulverfahren (Halbraummodell) werden die Formänderungen des Baugrunds über den Steifemodul E_s berücksichtigt, der nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes berechnet wird. Ziel dieses Verfahrens ist es, diejenige Sohlnormalspannungsverteilung zu ermitteln, bei der die Biegelinie des Fundamentes mit der Setzungsmulde des Baugrundes übereinstimmt. Voraussetzung

für die Genauigkeit des Verfahrens ist eine möglichst genaue Bestimmung des Steifemoduls.

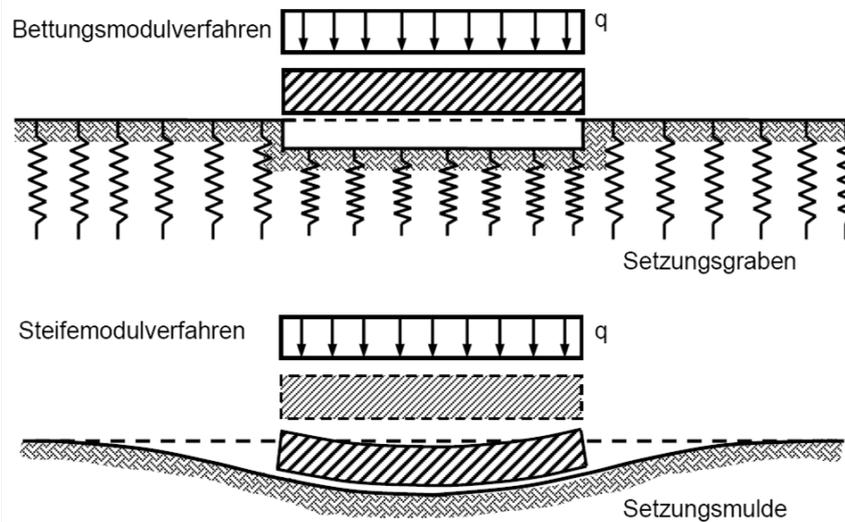


Abb. 2: Unterschiedliches Verformungsverhalten zwischen Bettungsmodulverfahren und Steifemodulverfahren [7]

Diese Berechnung kann durch eine iterative Berechnung nach dem Bettungsmodulverfahren mit sukzessive angepassten, fiktiven Bettungsmoduln, die in der Gründungsfläche veränderlich sind, simuliert werden. Die elementweise konstanten Bettungsmodule werden dabei iterativ so bestimmt, dass die Verformungen aus der Biegeberechnung des gebetteten Tragwerkes mit der zu den Sohldrücken gehörenden Setzungsmulde verglichen wird und solange dem Bettungsmodul angepasst wird, bis die Verformungen übereinstimmen. Dieses Iterative Steifemodulverfahren ist meist ausreichend zur Bemessung von Betonbauteilen in Finite-Element-Programmen.

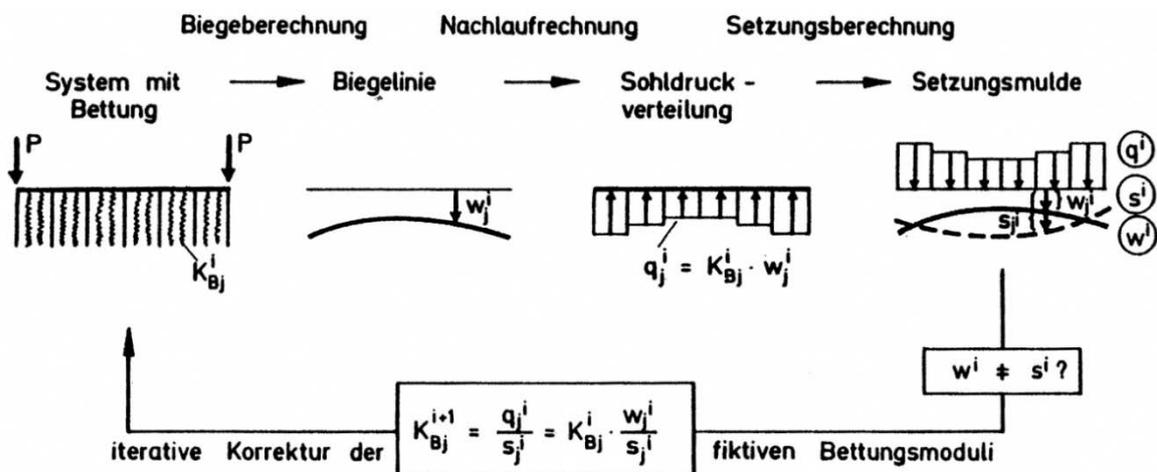


Abb. 3: Iteratives Steifemodulverfahren [1]

1.2 Materialgesetze

1.2.1 Linear-elastisches Modell ^[8]

Das linear-elastische Modell wird bei numerischen Berechnungen meist als erste Abschätzung verwendet. Für die Beschreibung des Bodens ist es jedoch eher ungeeignet, da in Wirklichkeit schon bei geringen Belastungen bleibende Verformungen auftreten. Für Konstruktionselemente aus Beton, z.B. die bei Flachgründungen übliche Bodenplatte des Bauwerks, ist die Annahme linear elastischen Tragverhaltens jedoch grundsätzlich üblich. Folgende Parameter werden für die Beschreibung von linear elastischem Tragverhalten benötigt:

- E-Modul E [kN/m²]
- Poissonzahl ν [-]

Grundsätzlich sind bei diesem Modell alle Dehnungen reversibel, d.h. die Spannungs-Dehnungskurve macht keinen Unterschied zwischen Erstbelastung und Entlastung bzw. Wiederbelastung.

1.2.2 Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell) ^[8]

Bei diesem Stoffgesetz handelt es sich um eine Erweiterung des Coulomb'schen Reibungsgesetzes. Es beschreibt linear elastisches - ideal plastisches Materialverhalten. Das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium wird durch die elastischen Materialparameter

- E-Modul [kN/m²]
- Poissonzahl ν [-]

und die plastischen Materialparameter

- innerer Reibungswinkel φ [°]
- Kohäsion c [kN/m²]
- Dilatanzwinkel ψ [°]

eindeutig definiert. Dieses relativ einfache Stoffgesetz lässt sich durch den drainierten Triaxialversuch veranschaulichen (Abb. 4). Es besteht eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung bis die absolute Hauptspannungsdifferenz von

$$|\sigma_1 - \sigma_3| = 2c \cdot \cos \varphi + |\sigma_1 - \sigma_3| \sin \varphi$$

erreicht ist und schließlich der Bruch unter unendlicher Dehnungszunahme eintritt.

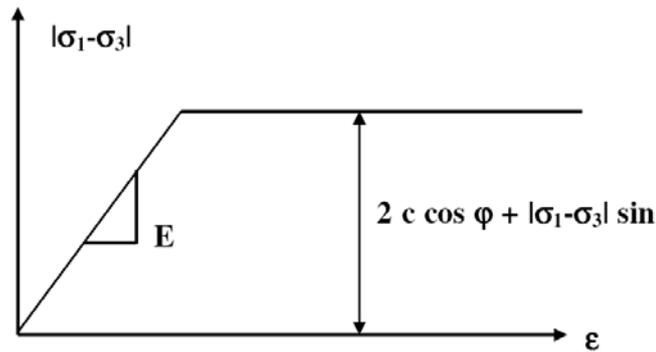


Abb. 4: Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb

Die Fließfunktion kann im Hauptspannungsraum als räumliche Fließfläche (Abb. 5) dargestellt werden. Für einen Spannungszustand, welcher durch einen Punkt im Hauptspannungsraum definiert ist, der innerhalb der Fließfläche liegt ist das Verhalten linear elastisch. Wenn der Spannungspfad jedoch die Fließoberfläche erreicht, treten plastische Verformungen auf.

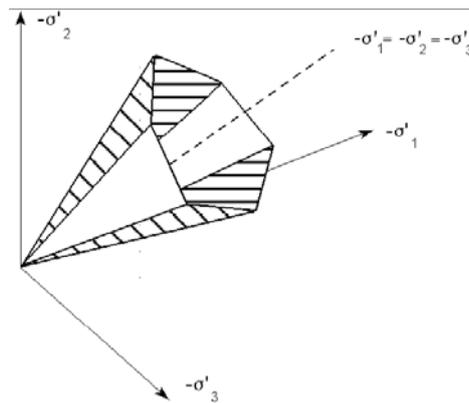


Abb. 5: Fließfläche des Mohr-Coulomb'schen Kriteriums im Hauptspannungsraum

Folgende Eigenschaften sind für das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb kennzeichnend:

- Einfluss der mittleren Hauptspannung wird nicht berücksichtigt
- Reibungswinkel φ wird als konstant vorausgesetzt
- Bei allseitig gleichem Druck treten keine plastischen Verformungen auf

Trotz dieser getroffenen Vereinfachungen ist das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium das in der Geotechnik meist angewendete Stoffgesetz.

1.2.3 Hardening Soil Modell (HS-Modell) ^[8]

Das im Programmsystem PLAXIS 3D Foundation Version 2.2 implementierte „Hardening Soil Modell“ berücksichtigt im Gegensatz zum Mohr-Coulomb Kriterium

um den Effekt einer spannungsabhängigen Steifigkeit. Es handelt sich dabei um ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit Verfestigungsansatz, wodurch eine realitätsnahe Beschreibung des Bodens möglich ist. Von den drei vorgestellten Stoffgesetzen ist es das komplexeste, wodurch eine genauere Betrachtung hinsichtlich der Parameter vorgenommen werden muss. Im Wesentlichen ist das Modell von folgenden Eigenschaften gekennzeichnet:

- Es gilt das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium
- Zwischen den Verzerrungen und der Deviatorspannung besteht eine hyperbolische Beziehung
- Die Steifigkeit ist nach einem Potenzgesetz spannungsabhängig
- Man unterscheidet zwischen deviatorischer Erstbelastung und Wiederbelastung bzw. Entlastung

Die hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für die Erstbelastung im Triaxialtest ist in (Abb. 6) ersichtlich.

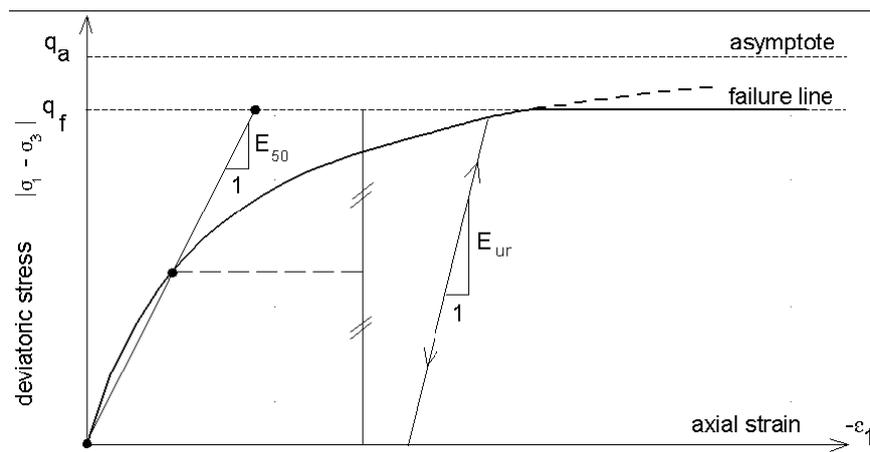


Abb. 6: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Erstbelastung im Triaxialversuch

Die Fließkurve wird im Triaxialtest mit

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{für } \dots q \leq q_f$$

definiert, wobei q_a der asymptotische Wert der Deviatorspannung und E_{50} der von der Radialspannung σ_3 abhängige Steifemodul für Erstbelastung ist.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3'}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

E_{50}^{ref} ist ein sogenannter Referenz-Steifigkeitsmodul entsprechend einer Referenz-Radialspannung p^{ref} im Triaxialtest. Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird mittels dem Parameter m gesteuert ($0 < m < 1$). Im Allgemeinen werden für die Potenzzahl m folgende Werte verwendet:

- bindige Böden $m=1,0$
- nicht bindige Böden $m=0,5$

Die maximale Deviatorbruchspannung q_f ergibt sich aus dem Mohr-Coulomb'schen

Bruchkriterium zu

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Erreicht die Deviatorspannung q den Wert q_f , ist der Bruchzustand erreicht. Die Poissonzahl ν_{ur} bezieht sich nicht auf den Erstbelastungsfall, sondern ist im Hardening Soil Modell für den Ent-/Wiederbelastungsfall zu wählen. Die Werte sind daher anstelle der üblichen Werte von 0,3-0,4 auf die Größenordnung von 0,15-0,20 abzuändern.

Für die Berechnung wird das Modell durch folgende Eingabeparameter beschrieben:

- Kohäsion c [kN/m²]
- innerer Reibungswinkel φ [°]
- Dilatanzwinkel ψ [°]
- Sekantensteifigkeitsmodul aus dem Standard- Triaxialtest E_{50}^{ref} [kN/m²]
- Tangentensteifigkeit aus dem Oedometerversuch für Erstbelastung $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m²]
- Potenzzahl m [-]
- Ent-/Wiederbelastungsstifigkeit E_{ur}^{ref}
- Poissonzahl für Ent-/Wiederbelastungen ν_{ur}
- Referenz-Schubmodul für sehr kleine Scherbspennungen G_0
- Referenzspannung p^{ref}
- K_0 -Wert für normale Konsolidation K_0^{nc}
- Versagensverhältnis $R_f = q_f / q_a$
- Zugfestigkeit σ_{tension}

Zur Veranschaulichung dieses komplexen Materialgesetzes ist in (Abb. 7) die Fließfläche im Hauptspannungsraum für ein kohäsionsloses Material dargestellt.

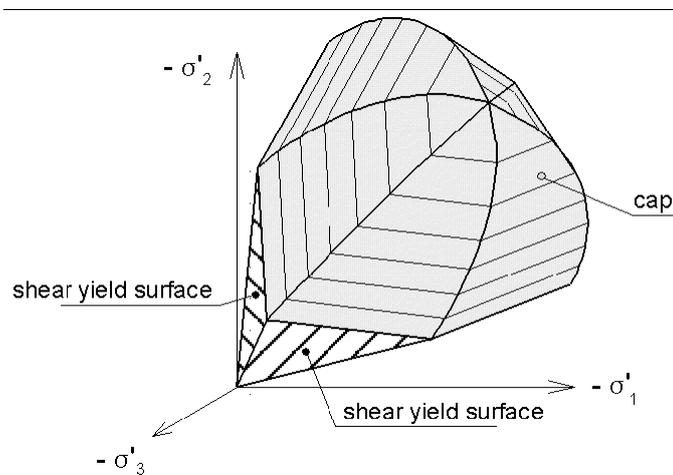


Abb. 7: Fließfläche des Hardening Soil Modells im Hauptspannungsraum

Es ist nach diesen kurzen Ausführungen ersichtlich, dass das Hardening Soil Modell eine sehr realistische Beschreibung des Materialverhaltens zulässt, jedoch wird im Hardening Soil Modell die Materialfestigung bei Erreichen der Bruchspannung nicht berücksichtigt.

1.3 Beton ^{[5] [22]}

Die Festigkeitsentwicklung des Betons und sein Verformungsverhalten hängen von vielen Parametern ab, wie z.B. von der Betontechnologie, der Betoneinbringung, der Verdichtung, der Nachbehandlung, den Umweltbedingungen, etc. Infolgedessen ist die Spannungs-/Dehnungsbeziehung (Stoffgesetz, Arbeitslinie) keine konstante Materialeigenschaft.

Für die Berechnungen der nichtlinearen Schnittgrößen und des öfteren auch für Verformungsberechnungen (Kurzzeitdurchbiegung) kann das in Abb. 8 beschriebene Stoffgesetz angesetzt werden.

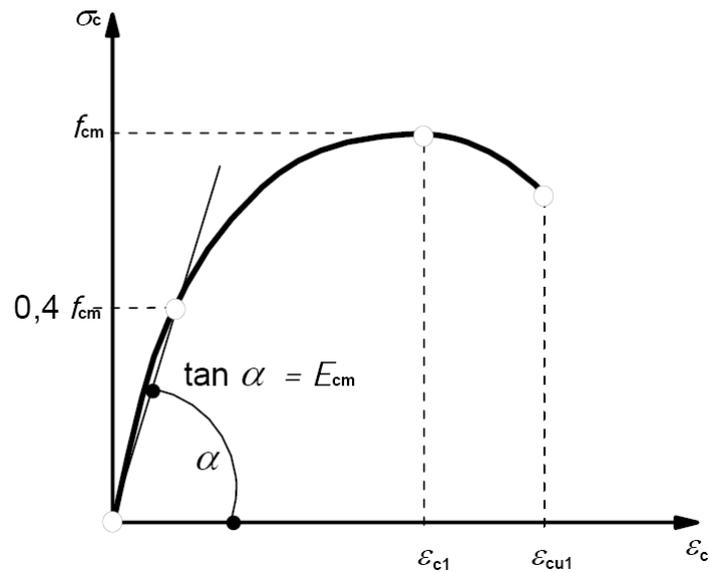


Abb. 8: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen ^[17]

Dabei ist

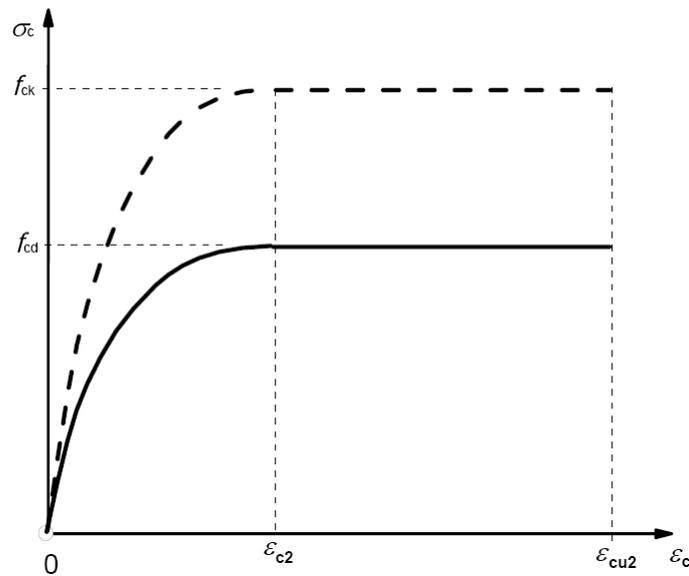
E_{cm}Mittelwert des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul)

f_{cm}Mittelwert der Betonfestigkeit

ϵ_{c1}Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung

ϵ_{cu1}maximale Betonstauchung (Bruchstauchung)

Für die Querschnittsbemessung lässt sich die Spannungs-Dehnungslinie der Abb. 9 entsprechend vereinfachen. Der Vorteil des Parabel-Rechteck-Diagramms liegt insbesondere in der Unabhängigkeit der gewählten Betonfestigkeitsklasse, die eine vereinfachte Darstellung von Bemessungshilfsmitteln erlaubt.

Abb. 9: Parabel-Rechteck-Diagramm ^[17]

Dabei ist

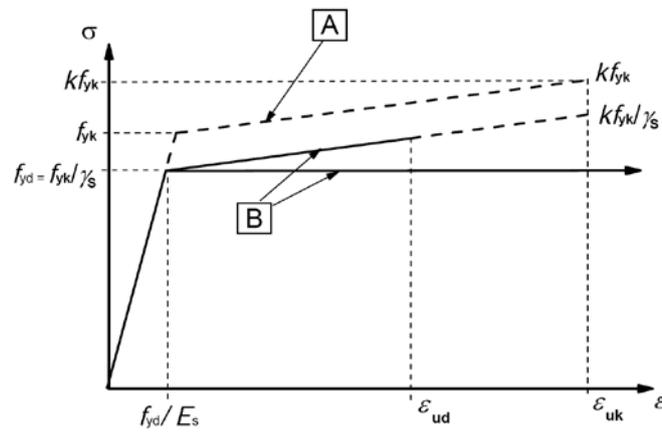
f_{ck}charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

f_{cd}Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons

ϵ_{c2}Prismenstauchung, wird einheitlich mit $\epsilon_{c2} = -0,002$ angesetzt

ϵ_{cu2}Grenzstauchung, wird für normalfeste Betone ($f_{ck} < 50$ MPa) einheitlich mit $\epsilon_{cu2} = -0,0035$ angesetzt

Für die Modellierung des Betonstahls sind gemäß EC 2 zwei unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen entsprechend Abb. 10 zugelassen. Bei Annahme einer ideal elasto-plastischen Beziehung mit einem horizontal verlaufenden Ast nach der Streckgrenze f_{yd} besitzt die Stahldehnung keinen Grenzwert, da dieser Ast die Stahlspannung nach der Streckgrenze unterschätzt. Mit der Annahme einer bilinearen Arbeitslinie darf die Verfestigung oberhalb der Streckgrenze des Betonstahls, d.h. der Anstieg der Stahlspannung auf den charakteristischen Wert der Zugfestigkeit f_{yk} bei Erreichen der Bruchdehnung ϵ_{uk} mit berücksichtigt werden. ^[5]



$$k = (f_t / f_y)_k$$

A Idealisiert

B Bemessung

Abb. 10: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung^[17]

Dabei ist

f_{yk}charakteristischen Wert der Zugfestigkeit

γ_sTeilsicherheitsbeiwert für Stahl, im ULS $\gamma_s = 1,15$ und im SLS $\gamma_s = 1,0$

E_sElastizitätsmodul

ϵ_{uk}charakteristische Dehnung bei Höchstlast

2 Gründungsverfahren

2.1 Rüttelstopfverdichtung (RSV) ^{[10] [11]}

Die Rüttelstopfverdichtung ist eine Bodenverbesserungsmaßnahme, bei der im weniger tragfähigen Untergrund durch einen sogenannten Schleusenrüttler säulenartige Körper entstehen deren Steifigkeit bzw. Tragfähigkeit die des Baugrundes übersteigen. Meist werden dadurch gemischt- und feinkörnige Böden indirekt verbessert. Indirekt bedeutet in diesem Zusammenhang, dass der anstehende Boden selbst, bei dem davon ausgegangen werden kann, dass er während der Herstellung nicht verdichtet wird, keine Verbesserung erfährt, sondern nur das eingebrachte Material, das meist aus Schotter- oder Kiesmaterial besteht (daher auch der oft verwendete Begriff Schottersäulen), bessere Eigenschaften besitzt. Der umgebende Boden übernimmt nur die seitliche Stützung der Schottersäulen. Durch dieses Verfahren werden folgende Ziele erreicht:

- Erhöhung der Tragfähigkeit
- Verminderung der Setzungen
- Beschleunigung der Konsolidierung durch Drainagewirkung der Schottersäule
- Reduktion des Verflüssigungspotentials

Zur besseren Lastverteilung unmittelbar unter einer Bodenplatte wird zusätzlich zu den Schottersäulen noch eine ca. 50 cm dicke Kiestragschicht eingebracht. Dadurch erfährt die Bodenplatte kleinere Momente und infolgedessen können sich auch ihre Kosten verringern. Bei flächigen Gründungen erfolgt die Anordnung der Säulen in einem möglichst regelmäßigen Raster. Wohingegen bei Einzel- und Streifenfundamenten die Anordnung der Säulen gezielt unter den Fundamentkanten erfolgt.

Die Herstellung einer Schottersäule erfolgt grundsätzlich in folgenden Schritten (siehe dazu auch Abb. 12):

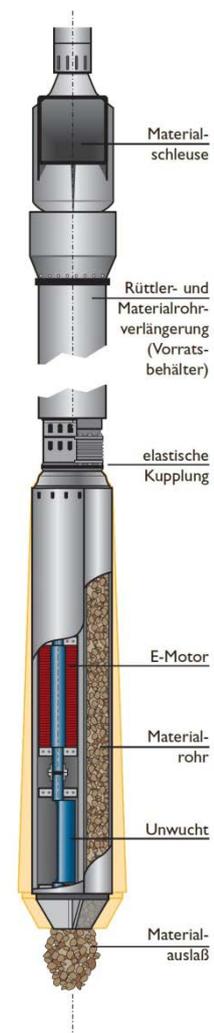


Abb. 11: Schleusenrüttler ^[11]

1. Die Rüttlertragraupe wird mit dem Schleusenrüttler über dem eingemessenen Punkt ausgerichtet und hydraulisch abgestützt. Der Materialkübel wird durch einen Frontlader beladen.
2. Das Füllen erfolgt indem der Materialkübel am Masten hochgefahren und sein Inhalt in die Schleuse entleert wird. Danach wird die Schleuse geschlossen und mithilfe von Druckluft wird das Material Richtung Rüttlerspitze befördert.
3. Mithilfe der unten austretenden Druckluft und der Mastwinden kann der umgebende Erdboden verdrängt und der Schleusenrüttler bis in die gewünschte Tiefe abgesenkt werden.
4. Nach Erreichen der Endtiefe wird mit der Zugabe des Schotters bzw. Kieses und dessen Verdichtung begonnen. Dies geschieht indem der Rüttler leicht angehoben und das Zugabematerial mithilfe der Druckluft in den Hohlraum eintritt. Danach wird das Material mit einer Abwärtsbewegung verdichtet.
5. Bis zur geplanten Höhe, meist Geländeoberkante bzw. Aushuboberkante, wird dies abwechselnd durchgeführt. Danach muss noch meist ein Nachverdichten des Aushubplanums erfolgen.

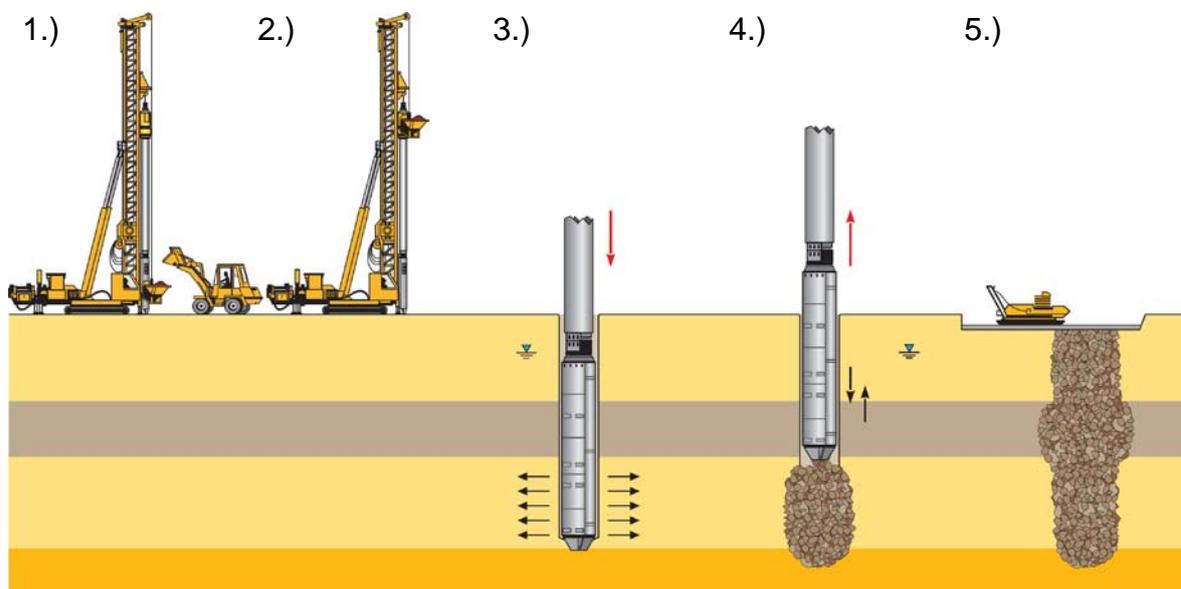


Abb. 12: Herstellungsverfahren einer Schottersäule ^[11]

Die Rüttelstopfverdichtung kann vielseitig eingesetzt werden. Das Hauptanwendungsgebiet ist jedoch die Verbesserung von gering tragfähigen feinkörnigen Böden zur Verringerung der erwarteten Setzungen. Oft wird aber auch mit diesem Verfahren versucht gering tragfähige Bodenschichten zu überbrücken. Folgende Anwendungen sind häufig anzutreffen:

- Abtragen von Flächenlasten unter Flachgründungen
- Abtragen von Punktlasten unter Einzelfundamenten
- Minimieren von Differenzsetzungen
- Sicherung von Böschungsfüßen

Es können ohne besondere Maßnahmen Tiefen von bis zu 20 m erreicht werden. Die Durchmesser liegen meist im Bereich zwischen 0,6 und 1,0 m. Gründungstechnisch wird ein mit Rüttelstopfverdichtung bearbeiteter Boden wie ein normaler Baugrund behandelt. Als Grenzen für die Anwendbarkeit des Verfahrens wird oft die undrainierte Scherfestigkeit genannt. Die untere Grenze mit 10 bis 15 kN/m² gibt sehr weiche bis breiige Böden an, deren Eigenschaften nicht einmal mehr zur seitlichen Stabilisierung der Schotterssäulen ausreichen. Als obere Grenze gilt 50 bis 100 kN/m². Dies sind bereits Böden mit ausreichend guten Eigenschaften, welche in der Regel keine weiteren Bodenverbesserungsmaßnahmen benötigen.

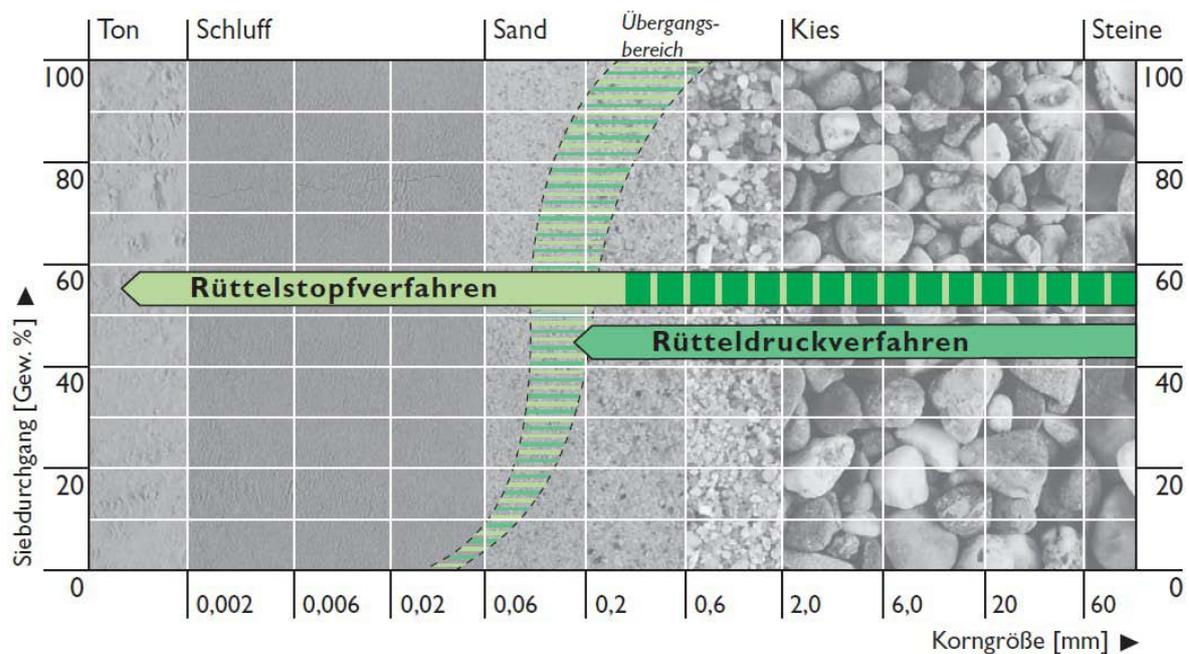


Abb. 13: Anwendungsbereich für Rüttelstopf- und Rütteldruckverfahren ^[11]

Nach einer Rüttelstopfverdichtung kann man eine maximale Bodenpressung von 150 bis 400 kN/m² erwarten.

2.2 Betonstopfsäulen (BSS) ^[11]

Die Betonstopfsäulen werden in der gleichen Weise hergestellt wie das Rüttelstopfverfahren. Der Unterschied liegt darin, dass das Zugabematerial aus beson-

derem Beton der Güte C8/10 bis C25/30, wodurch nach dem Erhärten eine verfestigte Säule entsteht. Der Verdichtungseffekt auf den umgebenden Boden des RSV tritt hier aufgrund des gleichen Herstellungsverfahrens in gleicher Weise auf.

Je nach anstehendem Baugrund und verwendetem Zugabematerial kann eine einzelne Betonstopfsäule im Idealfall bis zu 600 kN abtragen.

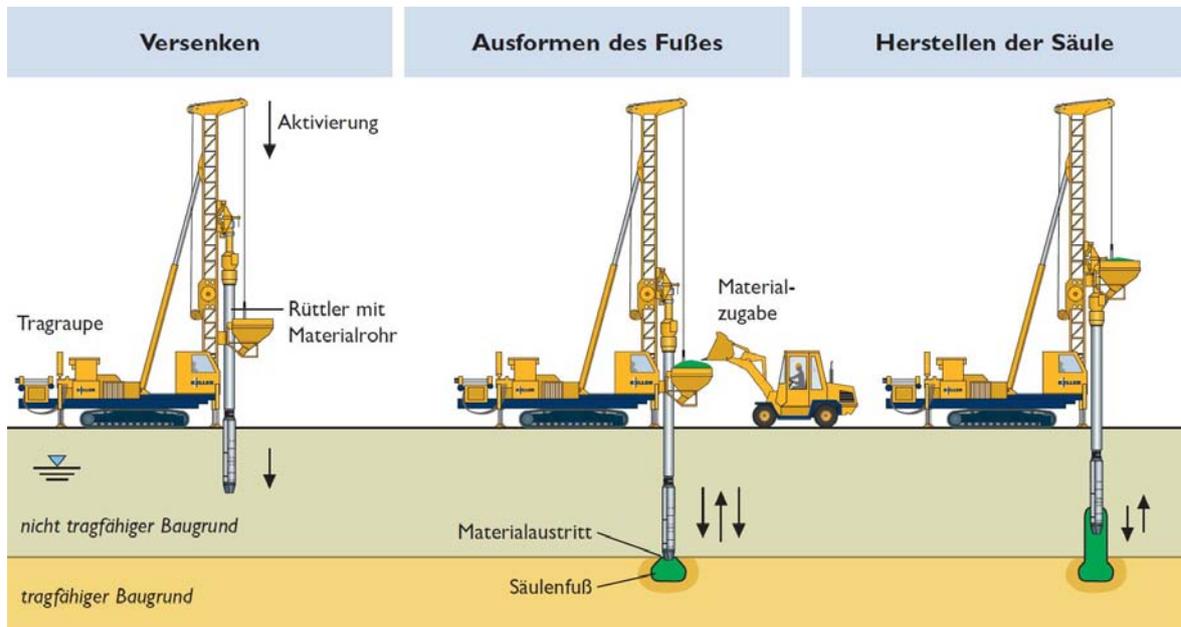
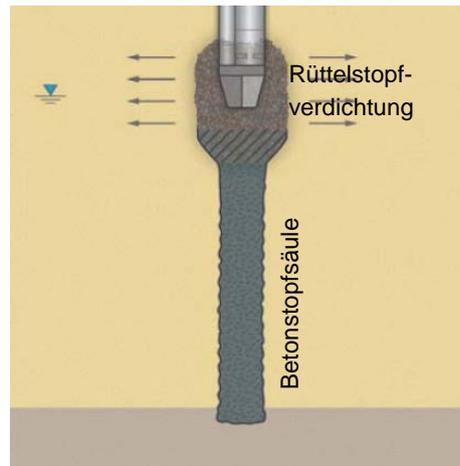


Abb. 14: Herstellungsverfahren einer Betonstopfsäule ^[11]

2.3 Hybridsäulen

Die Hybridsäulen sind von Keller zur Verringerung von Biegemomenten von stark belasteten Gründungsplatten entwickelt worden. Dabei werden die zwei bereits vorher beschriebene Gründungsverfahren angewendet. Als erstes wird mittels Betonstopfsäulen der tiefere Untergrund verbessert und homogenisiert. Anschließend wird die Tragfähigkeit der oberen ein bis zwei Meter des Baugrundes mit dem Rüttelstopfverfahren verbessert. Dadurch kommt es zu einer flächigeren und gleichmäßigeren Lasteinleitung als bei steifen Gründungen wie z.B. Betonstopfsäulen oder Bohrpfählen. Hier steht im Vordergrund der Wunsch des Bauherrn nach einer billigeren und dünneren Bodenplatte. Das Einsatzgebiet ist hauptsächlich bei hohen möglichst flächigen Auflasten, die auf weichen bis halbfesten Böden stehen.

Abb 15: Hybridsäule Verfahrensprinzip ^[12]

2.4 Bohrpfähle ^{[20] [2] [18]}

Bohrpfähle werden in der Regel im Gegensatz zu Verdrängungspfählen, die durch Verdrängung des anstehenden Bodens hergestellt werden, mithilfe von vorausseilenden Werkzeugen, die den Boden lösen und nach oben befördern, gebohrt und anschließend ausbetoniert. Dadurch kommt es nur zu einer geringen Störung der im Boden vorhandenen Horizontalspannungen. Das Tragverhalten beruht auf den beiden Effekten der Mantelreibung des Pfahlschaftes und des Spitzendruckes unter dem Pfahlfuß. Trotz dem hohen Anteil an maschinell ausgeführter Arbeit hängt die Qualität jeglicher Arten von Bohrpfählen von einem gut ausgebildeten und erfahrenen Personal ab.

Vorteile:

- Durchmesser bis zu 3m möglich
- hohe Tragfähigkeit
- Pfahllängen bis 100m möglich
- harte Bodenschichten können durchfahren werden
- keine Erschütterung oder Lärm
- Entwicklung durch das Rammen

Nachteile:

- Ausführung erfordert eine anspruchsvolle Bohrausrüstung
- Gefahr von Bodeneinsturz bei unverrohrter Bohrung
- Qualität hängt sehr von einem gut ausgebildeten und erfahrenen Personal ab

Im Großen und Ganzen gibt es zwei Arten von Bohrpfählen: die verrohrten Bohrpfähle und die unverrohrten Bohrpfähle. Beide werden nachfolgend genauer erklärt.

2.4.1 Verrohrte Bohrpfähle

Diese Art von Bohrpfählen entsteht durch ein der Bohrung vorausseilendes Rohr, dessen Hauptaufgabe die Stützung des Aushubes ist. Der Nachteil dabei ist je-

doch, dass durch das Herausziehen dieses Rohres ein Zwischenraum zwischen dem eingeführten Beton und dem umgebenden Boden entsteht. Dadurch kommt es zu einer leichten Verminderung der im Primärzustand des Bodens vorhandenen Horizontalspannung. Dieser Effekt ist besonders bei einem Schneidkranzüberstand am unteren Ende der Verrohrung zu beobachten. Bei bindigen Böden kann es dadurch zu einem stehenden Ringraum kommen und bei nichtbindigen Böden zu einem nachlockern des umgebenden Bodens. Das aus dem Rohr herauszuholende Material wird meist mithilfe von Seilbaggern mit Greifern oder auf einer Kelly-Stange befestigten Drehbohrern bis zur Unterkante des Rohres entnommen. Dabei muss darauf geachtet werden, dass der Verrohrungsfortschritt dem Aushub um mindestens einen halben Rohrdurchmesser vorausseilt. Nachdem das Bohrloch hergestellt wurde wird die Bewehrung eingebracht und das Rohr bei gleichzeitigem ausbetonieren gezogen. Wenn die Herstellung in Grundwasser oder drückendem Grundwasser erfolgt muss mithilfe einer in Überdruck befindlichen Stützflüssigkeit, wie z.B. ein Bentonit-Wasser-Gemisch, gearbeitet werden um dem hydraulischen Grundbruch entgegenzuwirken. Die Neigung der Bohrpfähle kann hier maximal 4:1 betragen.

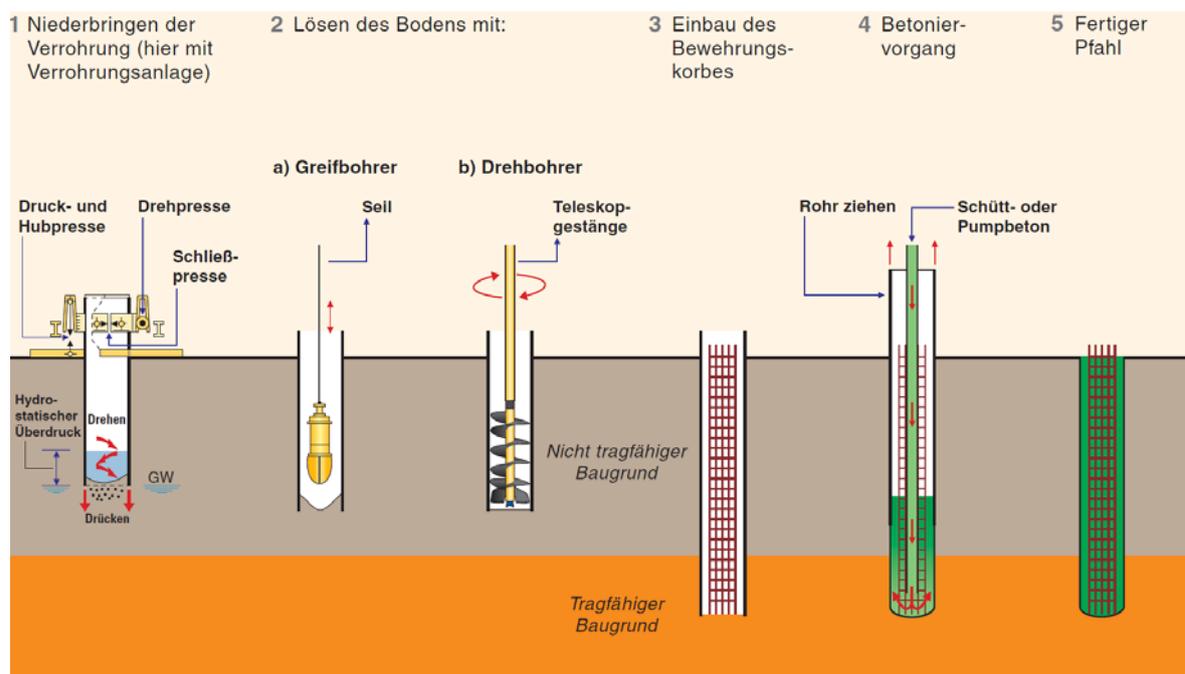


Abb. 16: Herstellungsphasen eines verrohrten Bohrpfahles ^[3]

2.4.2 Unverrohrte Bohrpfähle

Als unverrohrte Bohrpfähle versteht man Pfähle bei deren Herstellung der Aushub mit anderen Mitteln als Rohren abgestützt wird. Dazu gibt es zwei unterschiedliche Arten: Die flüssiggestützt hergestellten Bohrpfähle und die Schneckenbohrpfähle. Diese Pfähle dürfen laut Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen

bei bindigen Böden mit einem charakteristischen Wert der Anfangsscherfestigkeit von $c_{u,k} \leq 15 \text{ kN/m}^2$ nicht eingesetzt werden.

Bei den flüssiggestützt hergestellten Bohrpfählen wird meist Wasser mit Bentonit verwendet. Der Aushub kann wie bei der Herstellung einer Schlitzwand erfolgen. Zu den Aushubwerkzeugen gehören Bohrschnecken, Bohreimer, Bohrgreifer oder verschiedenste Spülverfahren. Die Bewehrung wird nach dem Aushub in die Stützflüssigkeit versenkt. Mithilfe des Kontraktorverfahrens wird nun der Beton eingebracht. Dabei wird ein sog. Schüttrohr mit aufgesetztem Trichter verwendet, dessen Unterkante stets unter der Frischbetonoberfläche zu liegen kommen muss, damit es nicht zu einer übermäßigen Verwässerung des Betons kommt. Durch kontinuierliches anheben und nachfließen des Betons kann der gesamte Bohrpfahl ausbetoniert werden (siehe Herstellungsphasen in Abb. 17). Die Aufbereitung und Entsorgung der Stützflüssigkeit führt bei diesem Verfahren zu erhöhten Kosten, weshalb oft das Schneckenbohrverfahren angewendet wird.

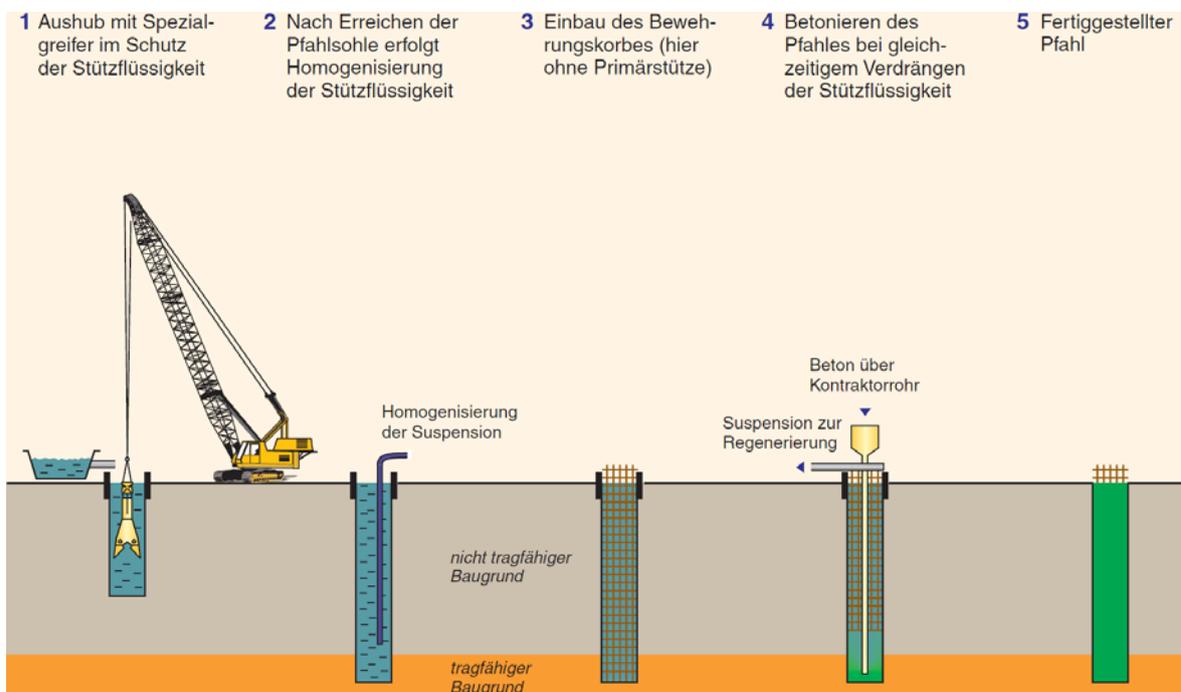


Abb. 17: Herstellungsphasen eines unverrohrten Bohrpfahles mit einer Stützflüssigkeit ^[3]

Schneckenbohrpfähle werden mit einer Durchlaufschnecke hergestellt, deren Schaft hohl ist (Seelenrohr) und das untere Ende eine verlorene Spitze besitzt. Diese Schnecke wird im Boden ähnlich einem Korkenzieher bis in die gewünschte tiefe in den Boden hineingedreht. Den Aushub stützen bei diesem Verfahren die zwischen den Schneckenwindungen liegende Material sowie das Seelenrohr. Der Durchmesser des Rohres in Bezug auf den Gesamtdurchmesser kann variieren. Im Großen und Ganzen kann man aber von zwei unterschiedlichen Schnecken-

borpfählen sprechen: Schneckenbohrpfähle mit kleinem Seelenrohr und mit großem Seelenrohr. Da dieser Teil der Schnecke nicht mit Erdreich gefüllt wird, kann damit der Grad der Verdichtung des Bodens gesteuert werden.

Bei einem großen Seelenrohr sieht die weitere Vorgehensweise nach dem Einbringen der Schnecke gleich wie bei verrohrten Bohrpfählen aus. Der Bewehrungskorb wird in das Seelenrohr hineingestellt, der Beton hinein gegossen und die Schnecke ohne Rückdrehung gezogen. Bei diesem Verfahren kann man auch von einem Teilverdrängungsbohrpfahl sprechen (siehe Herstellungsphasen in Abb. 18).

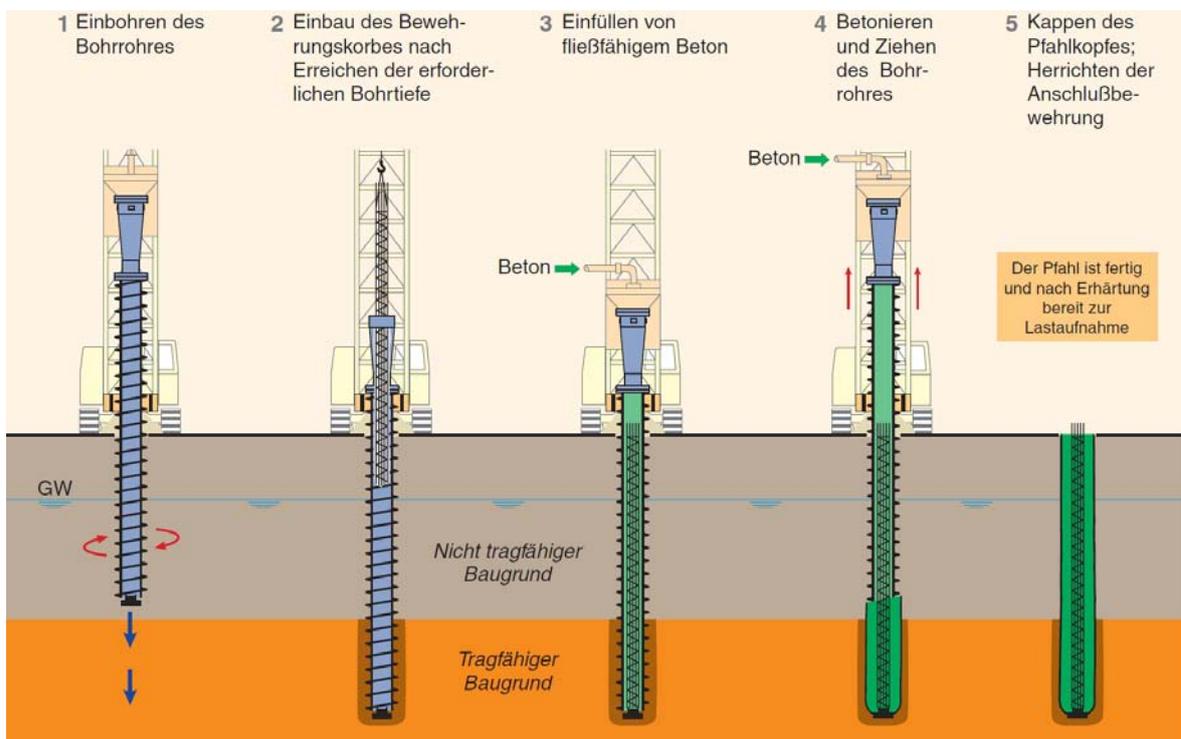


Abb. 18: Herstellungsphasen eines unverrohrten Bohrpfahles mit einem Schnecke mit großem Seelenrohr ^[3]

Bei einem kleinen Seelenrohr wird der Beton durch das Rohr durchgeführt und die Schnecke bei gleichzeitigem Betonieren gezogen. Dabei muss auf die Ziehgeschwindigkeit besonderes Augenmerk gelegt werden, da bei einer zu hohen Geschwindigkeit am unteren Ende ein Unterdruck entstehen kann, wodurch der Boden lokal zum Einsturz gebracht werden kann. Das Einbringen des Bewehrungskorbes ist hier am aufwendigsten, da er unmittelbar nach dem Betonieren in den Frischbeton eingerüttelt werden muss (siehe Herstellungsphasen in Abb. 19.)

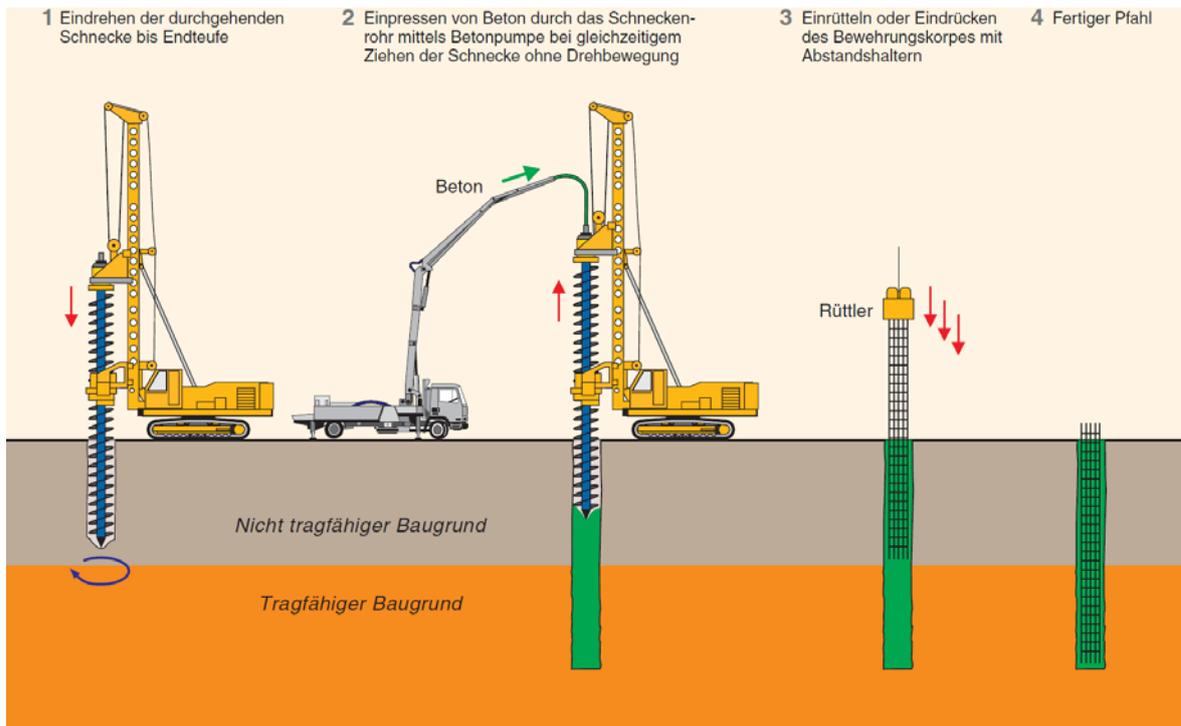


Abb. 19: Herstellungsphasen eines unverrohten Bohrpfahles mit einem Schnecke mit kleinem Seelenrohr^[3]

3 Vergleichsrechnungen

Um einen Anhaltspunkt der Genauigkeit der nachfolgenden Berechnungen zu erhalten wurden zu Beginn Vergleichsrechnungen durchgeführt, dessen Ergebnisse im Kapitel 3.3 veranschaulicht werden. Als Angabe diente ein im Buch „Kombinierte Pfahlplattengründungen“ von Jürgen Hanisch, Rolf Katzenbach und Gert König beschriebenes Benchmark-Beispiel, das nachfolgend ausführlich beschrieben wird.

3.1 Geometrie und Material

Bei diesem Beispiel handelt es sich um eine quadratische Bodenplatte mit einer Seitenlänge von 27 m. Die Belastung besteht aus einer gleichmäßig verteilten Flächenlast mit einer Größe von 275 kN/m². Zusätzlich dazu ist noch das Eigengewicht der 2 Meter dicken Bodenplatte zu berücksichtigen.

Als Baugrund wird ein typischer verformungsaktiver bindiger Boden zugrunde gelegt, dessen Materialeigenschaften in Anlehnung an die für den Frankfurter Ton (tertiäre Hydrobienschicht) bekannten Kennwerte festgelegt wurden. Die auf der Basis von Labor- und Feldversuchen und durch die Nachrechnung von messtechnisch dokumentierten 1:1-Objekten ermittelten Werkstoffkennwerte sind in den Tab. 1 und Tab. 2 zusammengestellt. Der hierbei definierte Elastizitätsmodul entspricht einem aus Ent- und Wiederbelastungsschleifen eines Triaxialversuches hergeleiteten Elastizitätsmodul. Der Elastizitätsmodul wird als konstant über die Tiefe angenommen. Es wird von homogenen Grundwasserverhältnissen ausgegangen. Der Grundwasserspiegel wird in Höhe der Fundamentunterkante (=Geländeoberfläche) angenommen. ^[9]

Tab. 1: Bodenkennwerte

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Kennwerte Frankfurter Ton	Eingabewerte MC-Modell	Eingabewerte HS-Modell
Reibungswinkel	$\varphi' = \varphi$	°	20	20	20
Kohäsien	$c' = c_{ref}$	kN/m ²	20	20	20
Elastizitätsmodul	$E = E_{ref} = E_{50ref}$ $= E_{oedref}$	MN/m ²	50	50	50
Querdehnungszahl	ν	-	0.25	0.25	0.25
Ruhedruckbeiwert	K_0	-	0.6	0.6	0.6
Raumwichte	$\gamma = \gamma_{sat} = \gamma_{unsat}$	kN/m ³	19	19	19
	γ'	kN/m ³	9	-	-
Type	-	-	-	Drained	Drained
Durchlässigkeit	$k_x = k_y = k_z$	m/tag	-	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Wiederrbelastungs-E-Modul	E_{urref}	MN/m ²	-	-	100

Die Tab. 2 gibt die Materialkennwerte des Betons für die Fundamentplatte, die laut Hanisch verwendet wurden. Diese wurden für die Vergleichsrechnungen übernommen.

Tab. 2: Kennwerte für die Bodenplatte und Bohrpfähle

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Kennwerte Beton
Elastizitätsmodul	E	MN/m ²	30000
Querdehnungszahl	ν	-	0,2
Raumwichte	γ	kN/m ³	25
	γ'	kN/m ³	15

3.2 Berechnungen

3.2.1 Plaxis 3D

Aufgrund der Ausnutzung von System-Symmetrien war es möglich nur einen Quadranten des Modelles ohne Verlust der Genauigkeit des Ergebnisses zu modellieren.

Die Ergebnisse des Benchmark-Beispiels von Hanisch wurden als erstes mit dem Linear-Elastischen (LE) Modell nachgerechnet. Dies diente der Ermittlung der Grenztiefe und zur Kontrolle der Tendenz der anschließend erstellten Berechnungen mit dem Mohr-Coulomb (MC) Modell. Die Unterkante des Berechnungsmodells wurde mit 98 m angenommen. Dies wurde durch zwei Vergleichsrechnungen mit 78 m und 118 m Tiefe kontrolliert, die eine Setzungsdifferenz in der Größenordnung von max. 3,5 % ergaben, weshalb die Modelltiefe als ausreichend angesehen werden konnte, siehe dazu Tab. 3.

Um den Einfluss der Netzfeinheit zu bestimmen, wurden für das LE-Modell und MC-Modell jeweils vier verschiedene Varianten gerechnet. Diese unterscheiden sich jeweils von der Dichte des horizontalen Netzes im Fundament und dadurch auch in dem nach außen hin gröber werdenden Netz. In der Tiefe selbst gibt es keinen Unterschied, siehe dazu Abb. 20.

Da laut Hanisch bezüglich der Lage der Geländeoberkante keine eindeutige Aussage vorliegt, wurden zwei zusätzliche Rechnungen durchgeführt, deren Geländeoberkante (GOK) auf Höhe der Fundamentoberkante (FOK) liegt. Alle anderen Berechnungen wurden mit GOK = FOK durchgeführt.

In Plaxis kann man eine Bodenplatte auf zwei Arten modellieren. Es ist möglich dazu ein eigens dafür vorgesehenes Floor-Element zu benutzen, dessen vertikale Ausdehnung gleich Null ist, oder alternativ dazu kann die Bodenplatte Wahrheits-

getreu als Volumen modelliert werden. Jedoch kann das Moment dieser Bodenplatte nicht direkt ausgewertet werden, sondern muss über ein im Schwerpunkt liegendes Floor-Element mit einer 1 Mio.-mal kleineren Steifigkeit und ohne Eigengewicht ermittelt werden. Danach können diese Momente mit 1 Mio. Multipliziert werden um so die realen Werte zu erhalten.

Weitere Berechnungen wurden mit dem Hardening-Soil (HS) Modell für den Frankfurter Ton durchgeführt. Dabei wurden die Parameter so gewählt, dass der E-Modul über die Tiefe konstant ist.

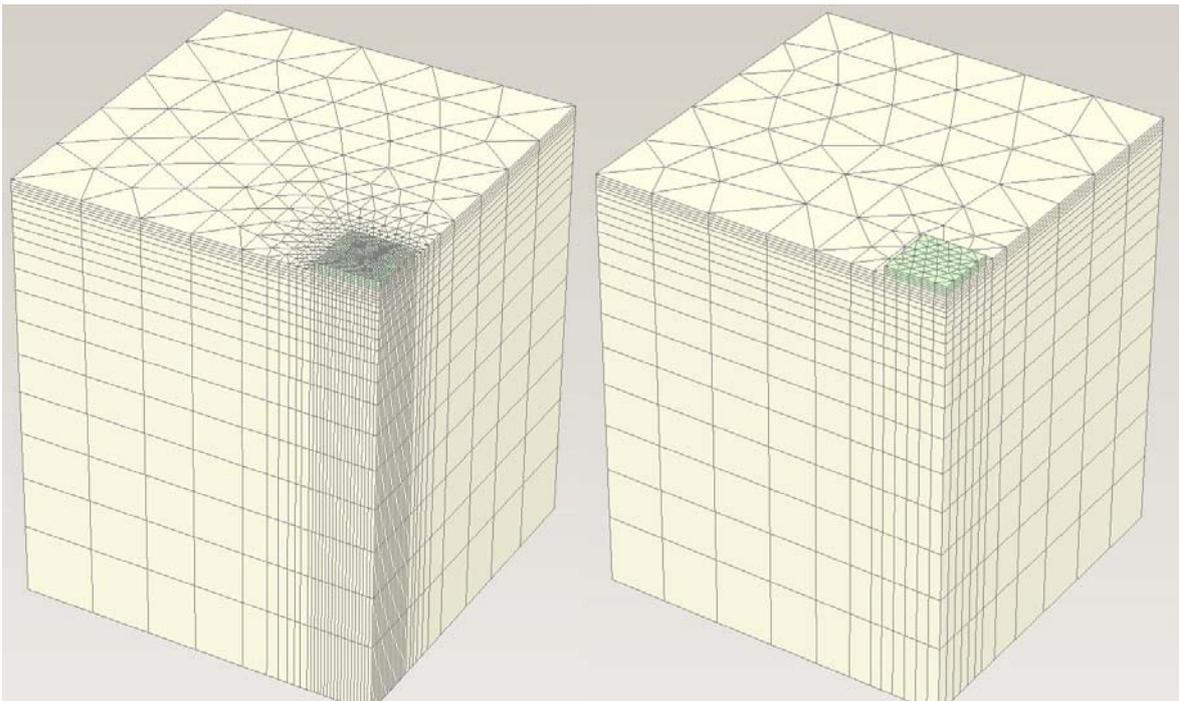


Abb. 20: 3D-Modelle, Links feinstes Modell (VR-LE-FI-18x18), Rechts größtes Modell (VR-LE-FI-5*5)

3.2.2 Nachrechnung mit RFEM mithilfe des Bettungsmodulverfahrens

Als nächster Schritt wird die Bodenplatte im RFEM nachgerechnet. Dazu wurde eine in der Praxis angewendete Methode zu Hilfe genommen. Dabei werden aus dem Bodengutachten die zu erwarteten Setzungen und die verschmierte Auflast hergenommen und daraus ein mittlerer E-Modul ermittelt. Oft wird dieser dann durch Erfahrungswerte im Bereich unter Wänden und Stützen leicht erhöht und im mittleren Bereich leicht verringert.

Für diese Arbeit war es vorgesehen mit einer genaueren Variante dieser Methode die Bodenplatten der nachfolgenden Variantenuntersuchung auszuwerten und daraufhin im RFEM zu bemessen. Dazu wird die Bodenplatte in maximal 1x1m große Bereiche eingeteilt. Diesen wird dann ein mittlerer Bettungsmodul zugewiesen und anschließend im RFEM die Setzungen sowie Momente mit dem Plaxis

verglichen. Hierfür werden jedoch einige Zwischenschritte benötigt um von den im Plaxis ausgewerteten Sohlnormalspannungen und Setzungen zu rechteckig abgegrenzten Bereichen mit konstanten Bettungsmoduli zu kommen. Diese Schritte werden nachfolgend erklärt.

Da Plaxis im Gegensatz zum RFEM dreieckige Finite-Elemente besitzt müssen die Sohlnormalspannungen sowie die Setzungen als Punktwolken in das Programm Rhino importiert werden, woraus eine Fläche erstellt werden kann, siehe dazu Abb. 22. Nachdem das Raster für die Bereiche mit konstanten Bettungsmoduli festgelegt wurde, konnten für jeden dieser Bereiche Volumenkörper erstellt werden. Der Inhalt dieser Volumen wurde daraufhin im Autocad ausgelesen und ins Excel kopiert. Dadurch konnten dann die mittleren Bettungsmoduli errechnet werden und durch Kopieren ins RFEM übertragen werden.

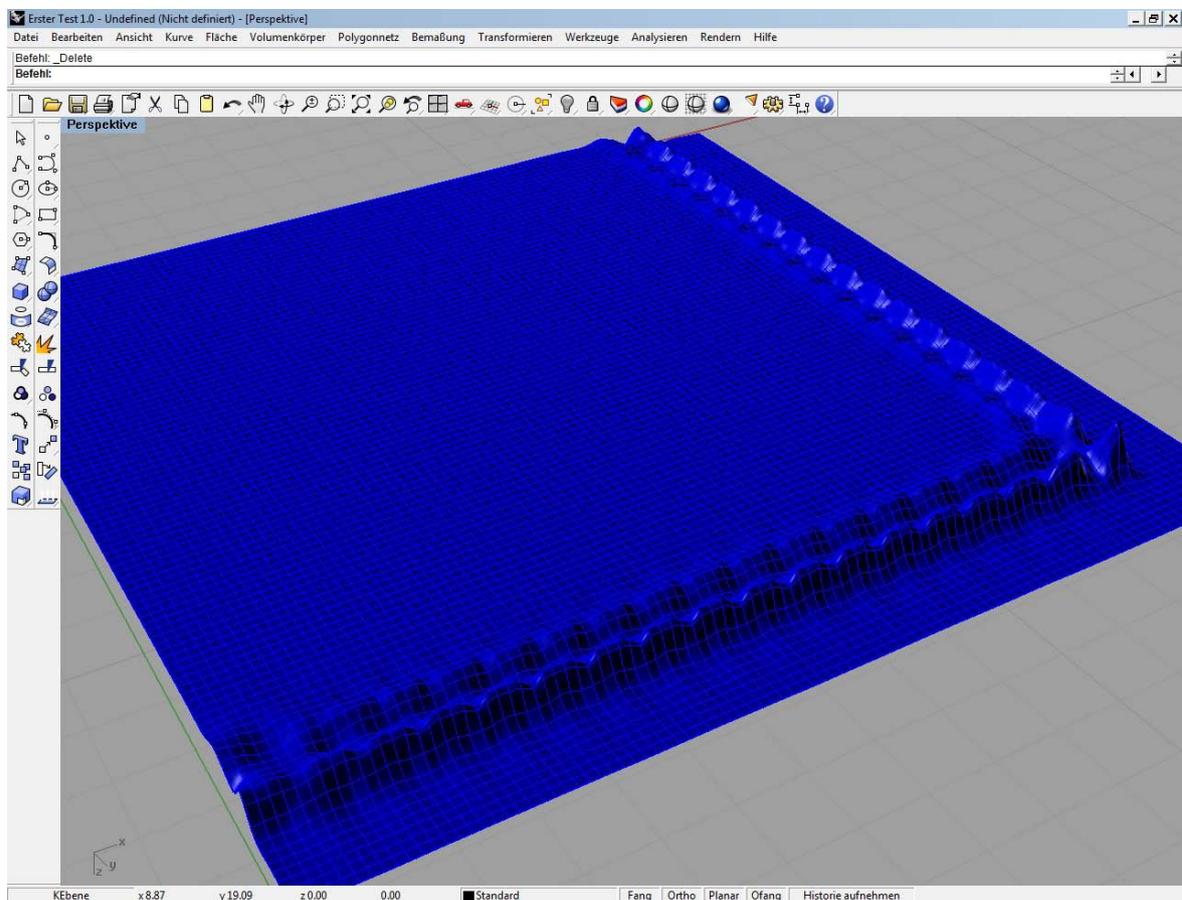


Abb. 21: Sohlnormalspannung als Fläche, dargestellt in Rhino

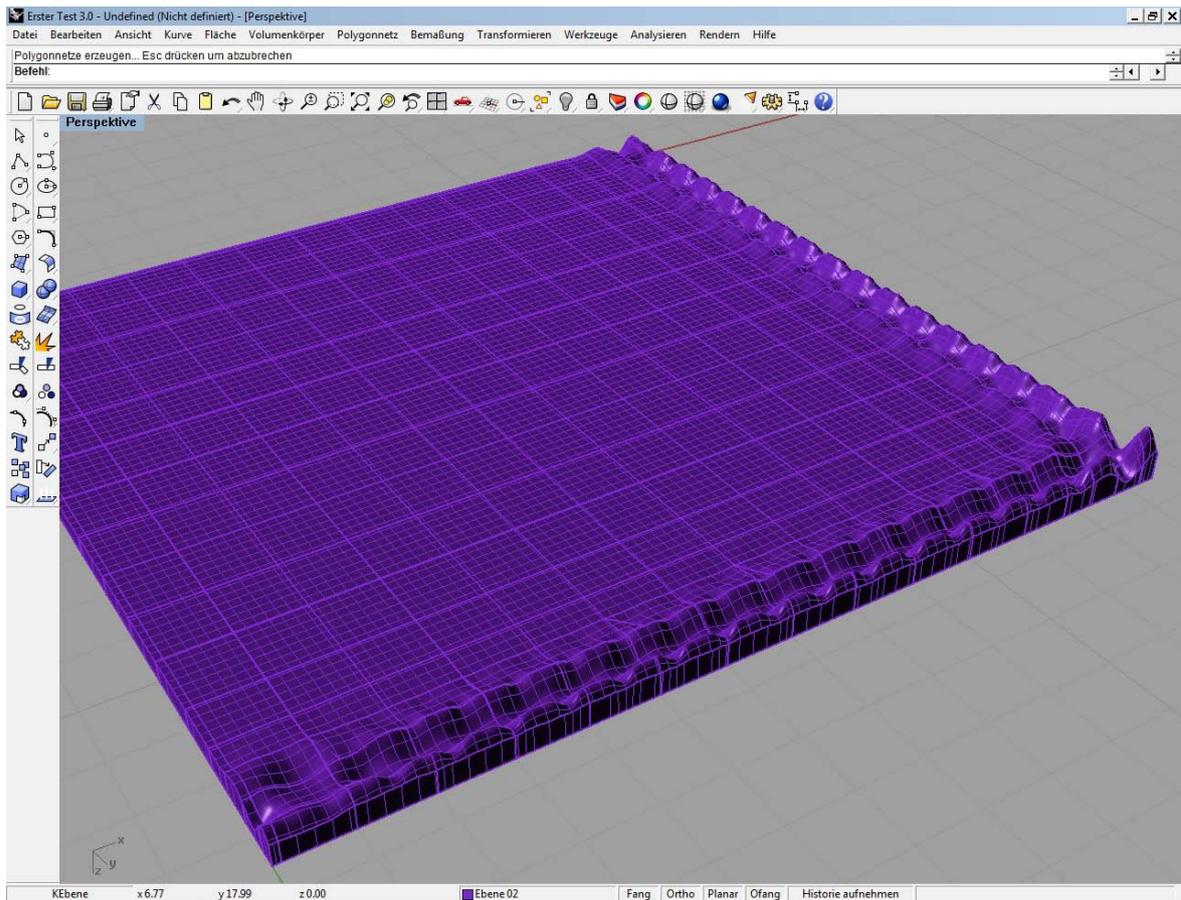


Abb. 22: Sohlnormalspannung als Volumenkörper mit definierter Grundfläche, dargestellt in Rhino

3.3 Ergebnisse / Interpretation

Tab. 3: Ergebnisse der Nachrechnungen des Hanisch Beispiels Flachgründung

Modellgröße L/B/T [m]		80/80/98				80/80/78	80/80/118
Anzahl Elem. pro Seite		5*5	10*10	14*14	18*18	5*5	5*5
Summe Elemente		4224	11712	15672	34176	4136	3950
Loc. Element Size factor		mindestens 0,1785	mindestens 0,09	mindestens 0,065	mindestens 0,05	mind. 0,1785	mind. 0,1785
		?u? M ₁₁ ?u _{diff} ? [mm] kNm/m [mm]	?u? M ₁₁ ?u _{diff} ? [mm] kNm/m [mm]	?u? M ₁₁ ?u _{diff} ? [mm] kNm/m [mm]	?u? M ₁₁ ?u _{diff} ? [mm] kNm/m [mm]	?u? [mm]	?u? [mm]
Linear Elastisch	Volumen	127 -3782 22	127 -3699 22	127 -3692 22	127 -3676 22	123	131
	Floor	129 -4302 26	129 -4213 25	129 -4206 25	129 -4189 25	125	133
Mohr Coulomb	Volumen	195 -570 3.2	200 -340 1.7	201 -291 1.4	202 -222 0.8		
	Floor	195 -727 4.1	- - -	- - -	201 -335 1.4		
Mohr Coulomb GOK = FOK	Volumen	142 -1718 11	147 -1333 8	- - -	- - -		
	Floor	- - -	- - -	- - -	- - -		
Hardening Soil	Volumen	196 -1258 7	- - -	- - -	208 -761 4		

	?u? M ₁₁ ?u _{diff} ? [mm] kNm/m [mm]
Hanisch	177 -1310 10

Es können Setzungsunterschiede durch eine andere Modellierung nie ausgeschlossen werden, wie in diesem Falle einerseits durch ein Volumsmodell und andererseits durch ein Floor-Element, das einer infinitesimal dünnen Bodenplatte mit Lage im Schwerpunkt entspricht. Jedoch sind sie in diesem Fall so gering (besonders im Fall der Berechnungen nach Mohr-Coulomb), dass die Auswahl der Modellierungsart der Bodenplatte keinen wesentlichen Unterschied für die Berechnungen der Setzungen liefert. Aus statischer Hinsicht ist das Volumsmodell als genauer anzusehen, da hierdurch besonders bei dickeren Platten das tatsächliche Tragverhalten besser modelliert und genauere Bemessungsgrößen geliefert werden.

Der große Unterschied in den Momenten zwischen den unterschiedlichen Modellen hängt in erster Linie von den Setzungsdifferenzen ab. Diese Begründen sich aus der Möglichkeit des Bodens zu plastifizieren, welche nur im MC- und HS-Modell möglich ist. Darüber hinaus ergeben sich auch Momenten-Unterschiede aufgrund der unterschiedlichen Netzfeinheit. Größere Finite-Elemente verhalten sich durch den größeren Abstand der Spannungspunkte bzw. Gauß-Punkte steifer als kleinere Elemente (Größeneffekt).

Das im Erdboden eingebettete Fundament erfährt kleinere Setzungen aufgrund der Reibung bzw. der Scherbeanspruchung am Rand der Platte zwischen Boden und Beton. Da die Platte eine Dicke von 2 m aufweist, wirkt sich dies in diesem Beispiel mit einer Reduktion der Setzung von bis zu 26 % aus.

Es ist festzustellen, dass sich durch Erhöhen der Netzdichte alle Werte einem Fixwert asymptotisch annähern. Dies bedeutet, dass ab einem gewissen Punkt ein feineres Netz keinen Einfluss mehr auf die Ergebnisse hat. Zusätzlich geht dadurch eine enorme Erhöhung der Freiheitsgrade und somit auch eine Verlängerung der Berechnungszeit einher, was auch mitberücksichtigt werden sollte, da bei den späteren Berechnungen der Variantenstudie eine mehrtägige Kalkulation diese Arbeit in die Länge ziehen kann.

In der Abb. 24 im Ergebnis von Hanisch kann man gut erkennen, dass die meist kreisförmigen Extremstellen der Sohlnormalspannungsverteilung auf Eckpunkte der FE-Dreiecke hindeuten. Daraus kann man schließen, dass der Quadrant aus ungefähr $5 \times 5 = 25$ Elementen besteht. Eine solche Diskretisierung ist aus heutiger Sicht nicht mehr zeitgemäß. Die Benchmarkrechnungen stammen mindestens aus dem Jahre 2002, da zu diesem Zeitpunkt das Buch herausgegeben wurde. Mit heutigen Mitteln kann die Dichte des FE-Netzes mindestens auf das Vierfache erhöht werden und somit bessere Ergebnisse erzielt werden.

Die beste Übereinstimmung gegenüber der Hanisch-Berechnung liefert das Hardening-Soil-Modell mit fünf Elementen pro Seite. Nachfolgend werden diese Ergebnisse mit den Hanisch Berechnungen verglichen. Das Ergebnis der Sohlnor-

malspannung zeigt ebenfalls die Spannungsspitzen in den Eckpunkten der Elemente:

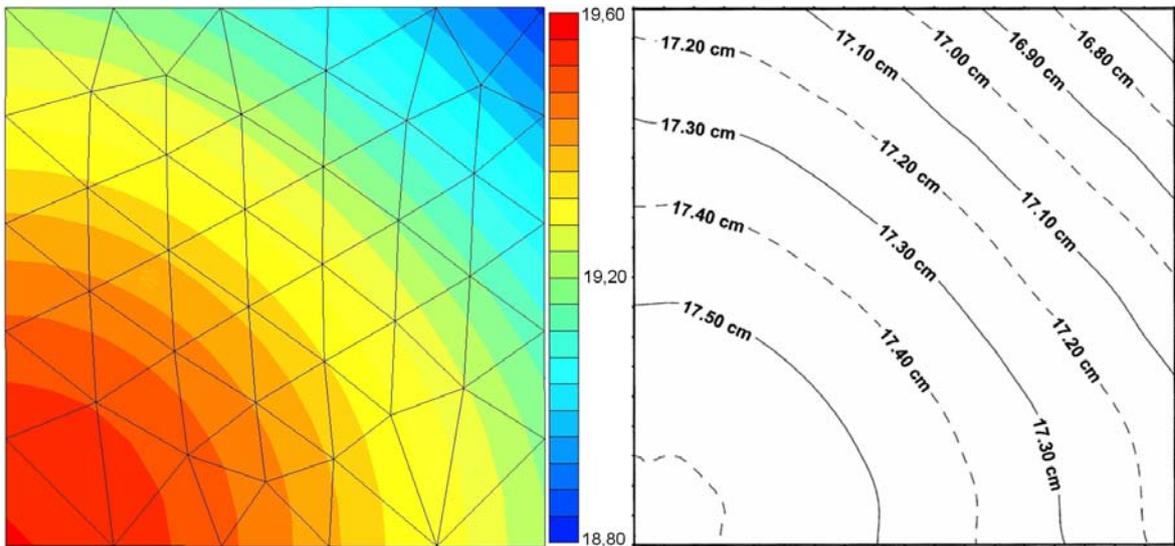


Abb. 23: Vergleich Setzungsmulde zwischen HS Modell (VR-HS-FI-5x5) und Hanisch [cm]^[9]

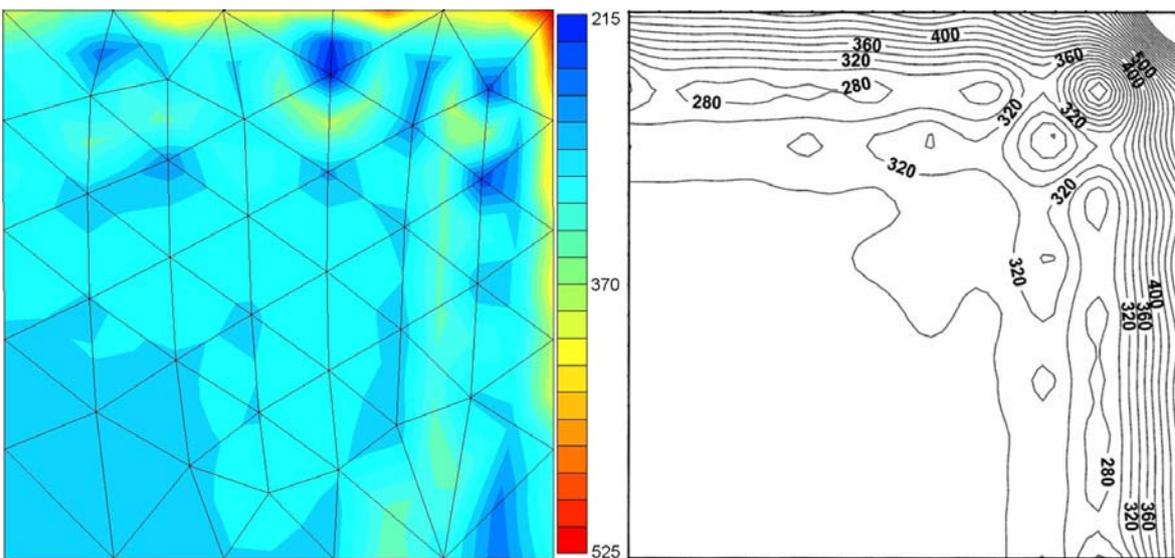


Abb. 24: Vergleich Sohnormalspannungen zwischen HS Modell (VR-HS-FI-5x5) und Hanisch [kN/m²]^[9]

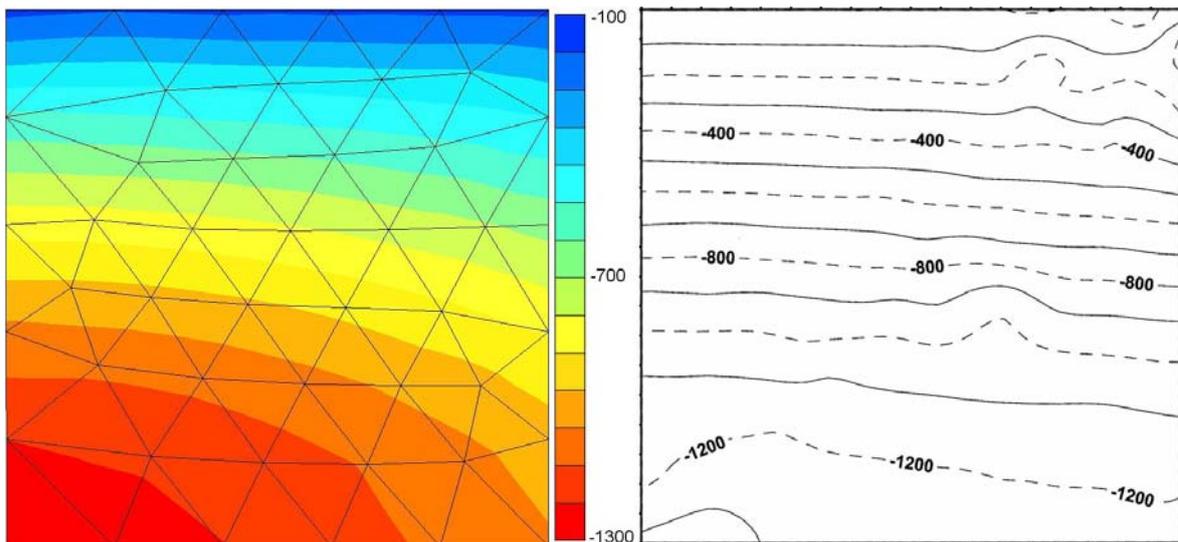


Abb. 25: Vergleich Biegemomente zwischen HS Modell (VR-HS-FI-5x5) und Hanisch $[\text{MN/m}^2]$ ^[9]

Die Auswertung der Ergebnisse bestärkt nochmals die vorangegangene Vermutung, dass das Hanisch-Modell mit einer für heutige Verhältnisse kleinen Anzahl an Elementen gerechnet wurde. Das Hardening-Soil-Modell mit 18 Elementen pro Seite jedoch verfügt über das genaueste Ergebnis aufgrund seiner besseren Diskretisierung. Hierdurch kann man nun erkennen, dass eine Bodenplatten-Bemessung mit einem einfacheren Materialgesetz oder nur durch eine zu grobe Diskretisierung zu einem mehr als 60% erhöhten Moment führen kann und dadurch zwangsläufig zu einer Überdimensionierung bzw. unwirtschaftlichen Bemessung der Bodenplatte führt.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der RFEM-Berechnungen gezeigt. Da man hierbei die Statik betrachten wird, sind die Sohlnormalspannung und die Setzung im RFEM nicht mehr von Belang. Um jedoch einen Vergleich für die Richtigkeit der vorangegangenen Auswertung zu erhalten, werden die Setzungen trotzdem ausgelesen und mit denen von Plaxis verglichen. Dabei sind die Differenzsetzungen ausschlaggebend, da von ihnen die Momente abhängen.

Durch Variation des Rasters der Auswertung der Plaxis-Daten kann die Genauigkeit der durchschnittlichen Bettungsmoduli eingestellt werden. Dazu wurde der Raster in drei unterschiedlichen Varianten durchgeführt:

- Bett.mod. 1:

Dieser Raster berücksichtigt die Verteilung der auszuwertenden Daten nicht, d.h. die Rasterung ist im inneren Bereich der Bodenplatte gleichmäßig mit 1 m Kantenlänge und zum Rand hin verringert sich dieses Maß stetig.

- Bett.mod. 2:
Hier nimmt die Sohlnormalspannungsverteilung Einfluss, d.h. die Maximal- und Minimalstellen am Rand der Bodenplatte wurden jeweils in einen Bereich mit konstantem Bettungsmodul unterteilt.
- Bett.mod. 3:
Hier werden die Randbereiche über die Extremstellen gemittelt.

Wie in der Tab. 4 dargestellt, liegen die größten Unterschiede in der Sohlnormalspannung, die jedoch für die RFEM-Bemessungen nicht mehr von Bedeutung sind. D.h. man könnte sich bei den Auswertungen Zeit ersparen, indem man über kleine Unebenheiten in den Daten drüber mitteln könnte. Wenn man jedoch diese Daten mit den Werten vom Plaxis vergleicht, erhält man Unterschiede die nicht mehr tolerierbar sind. Die Differenzsetzungen haben eine Differenz von ungefähr 26% zu verzeichnen, was sich bei den Momenten mit einer Abweichung von über 20% bemerkbar macht. Da jedoch die Differenzsetzungen in Bezug auf die Absolutsetzungen sehr klein ausfallen, wurde nachfolgend im Kapitel 4.3 das gleiche Beispiel mit einer Bodenplattendicke von 30 cm gerechnet.

Tab. 4: Vergleich der RFEM Berechnungen

		Setzung			Moment	Sohlnormalspannung	
		u_{\max}	u_{\min}	u_{diff}	$ M_{11,\max} $	$\sigma_{z,\min}$	$\sigma_{z,\max}$
	Plaxis	207,7 mm	203,5 mm	4,3 mm	760,8 kNm/m	139,5 kN/m ²	460,8 kN/m ²
RFEM	Bett.mod. 1	209,7 mm	206,3 mm	3,4 mm	633,2 kNm/m	228,2 kN/m ²	668,2 kN/m ²
	Bett.mod. 2	209,6 mm	206,3 mm	3,3 mm	632,6 kNm/m	229,2 kN/m ²	668,2 kN/m ²
	Bett.mod. 3	209,7 mm	206,3 mm	3,4 mm	630,5 kNm/m	301,7 kN/m ²	372,9 kN/m ²

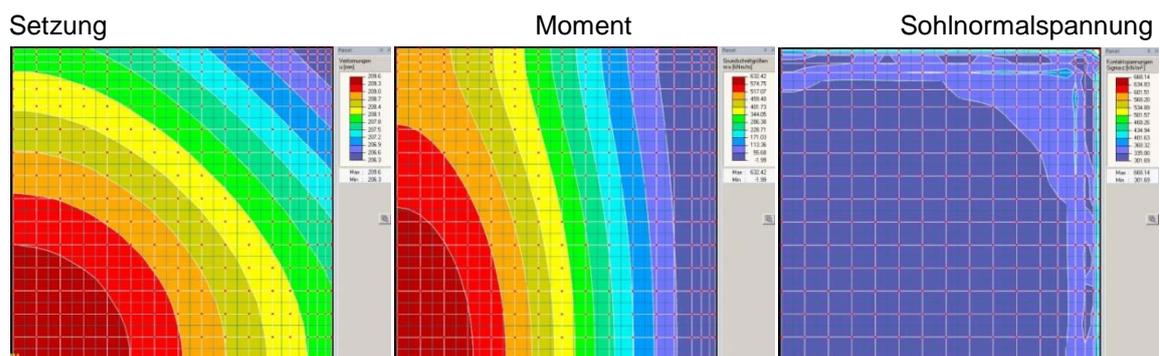


Abb. 26: Auszug aus den Ergebnissen der RFEM-Berechnungen (Bett.mod. 1)

4 Ergänzende Vergleichsrechnungen

4.1 Kontrolle mithilfe eines Plain-Strain-Modelles

Zur Überprüfung der Ergebnisse in 3D wurde ein Streifen im Programm Plaxis 3D Foundation Version 2.2 und als Kontrolle ein gleichwertiges Plain-Strain-Modell im Plaxis Version 9.01 gerechnet. Die Form des 2D-Modells entspricht einem Schnitt durch das Hanisch-Modells und die des 3D-Modells einem 5 m Abschnitts des Hanisch-Modells. Die Bodenkennwerte sowie die Kennwerte der Bodenplatte für die Kontrollrechnung entsprechen weitestgehend den Werten von Hanisch; siehe dazu Tab. 1 und Tab. 2. Der Boden wurde mit dem Mohr-Coulomb- und dem Hardening-Soil-Modell gerechnet. Der Beton wurde mit dem Linear-Elastischen Modell simuliert. Wie in den vorangegangenen Kapiteln ist die Bodenplatte mit einem Floor-Element und mit Volumen-Elementen modelliert worden. Die Netzdicke betrug 18x18 Finite Elemente für einen Quadranten der Bodenplatte und stellt damit die engste untersuchte Teilung dar.

Wie man in Abb. 27 und Abb. 29 gut erkennen kann, ist der Qualitative Verlauf der Setzungen und der effektiven Vertikalspannungen nahezu identisch. Wenn dahingegen die Diagrammverläufe der Setzungen und Momente genauer betrachtet werden, treten größere Differenzen auf.

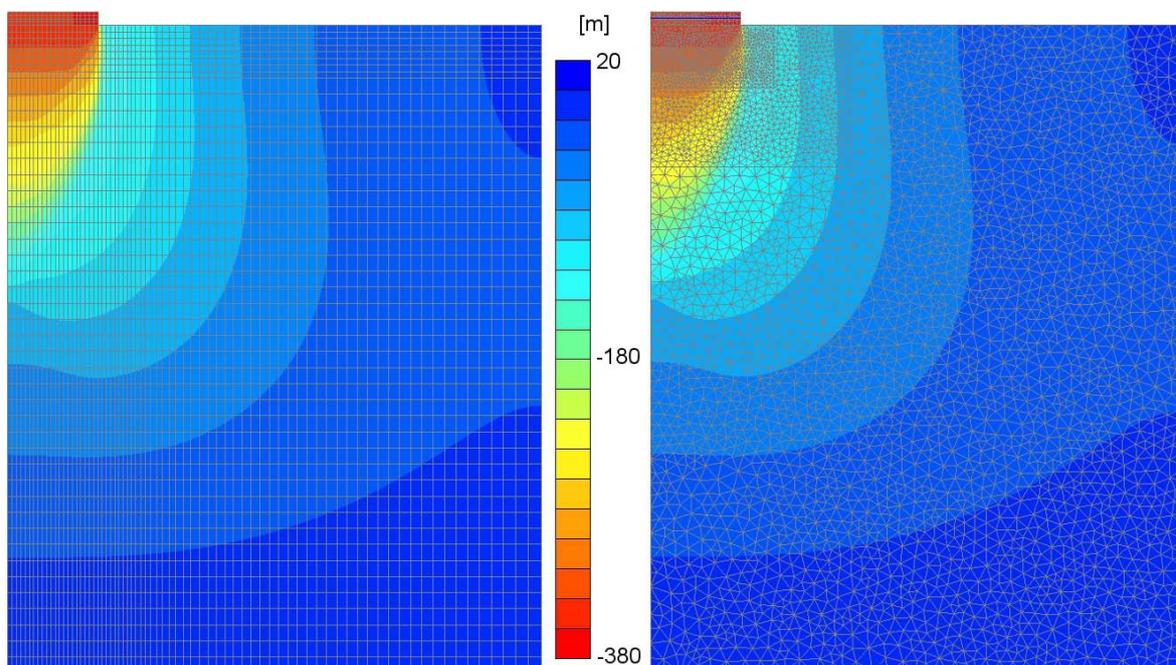


Abb. 27: Gegenüberstellung der Setzungen der Plain-Strain-Berechnungen mit MC Modell, Links 3D (VR-MC-FI-PS), Rechts 2D (VR-MC-FI-Vo)

Anhand der Abb. 28 erkennt man, dass sich für die Ergebnisse der Setzung mit gleichem Materialmodell die Plane Strain Berechnungen keine nennenswerten Unterschiede ergeben. D.h. Die Berechnung in 2D oder 3D sowie die Modellierung der Bodenplatte als Floor-Element oder Volumen ist für die Setzung nur von kleiner Bedeutung.

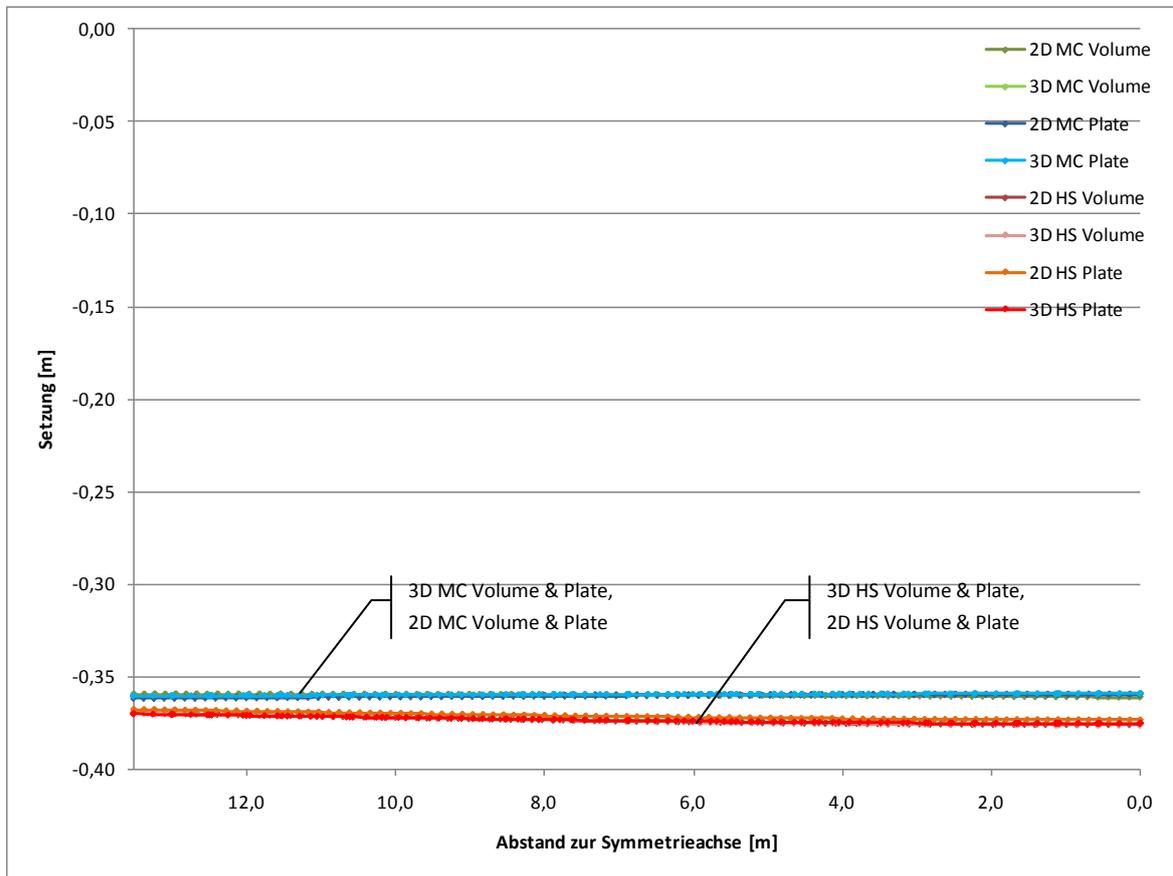


Abb. 28: Vergleich der Setzungen der Bodenplatte

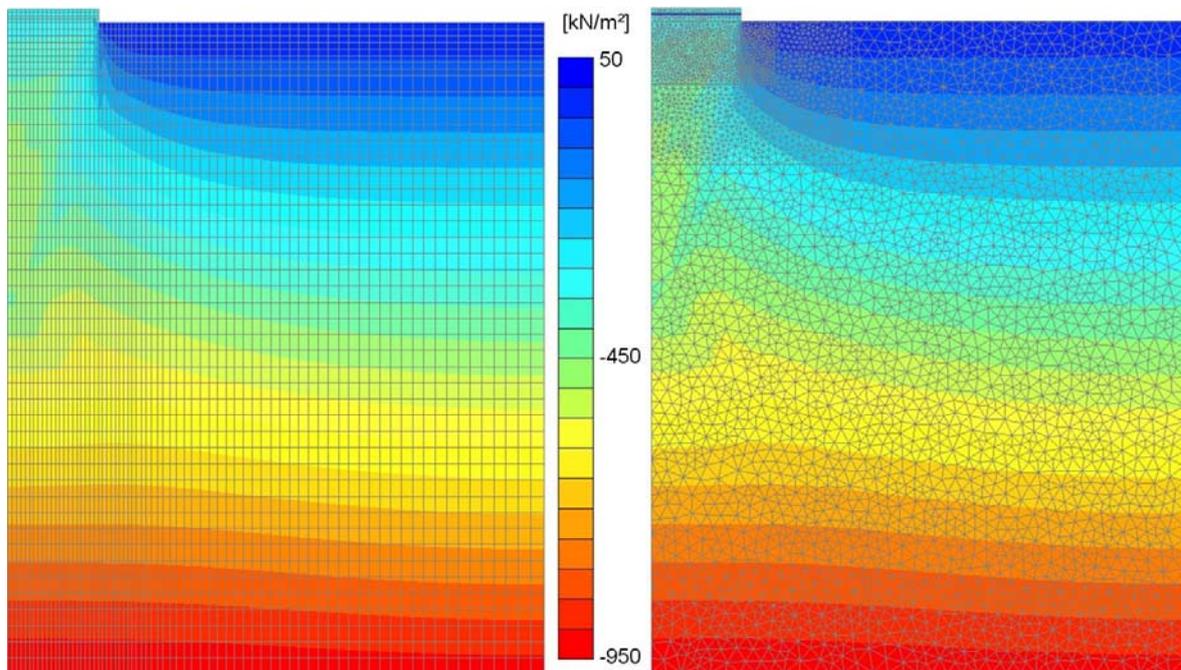


Abb. 29: Gegenüberstellung der effektiven Vertikalspannungen der Plain-Strain-Berechnungen mit MC Modell, Links 3D (VR-MC-FI-PS), Rechts 2D (VR-MC-FI-Vo)

Die Auswertung der Momente in Abb. 30 zeigt, dass die zwei Materialmodelle grundsätzlich andere Momente hervorbringen. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass aufgrund der sehr hohen Steifigkeit der Bodenplatte sich nur geringe Setzungsunterschiede ergeben. Dadurch wirkt sich die Simulation der unterschiedlichen Materialmodelle sehr stark auf die Krümmung der Bodenplatte aus. Zusätzlich tritt hier dadurch der Effekt ein, dass sich bei hohen Belastungen, die nahe der Grundbruchlast liegen, im MC-Modell die Bodenplatte nach außen hin nicht mehr nach oben biegt, wie dies normalerweise der Fall ist, sondern gegen die Erwartungen nach unten durchbiegt. Die Differenzen in der Größenordnung von ca. 10 % zwischen den einzelnen Modellierungen hängen hauptsächlich von der Modellierungsart und Diskretisierung ab. Die 2D Finite-Elemente haben im Gegensatz zu den 3D Finite-Elementen eine dreieckige Form, wodurch man nie eine genaue Übereinstimmung erreichen kann.

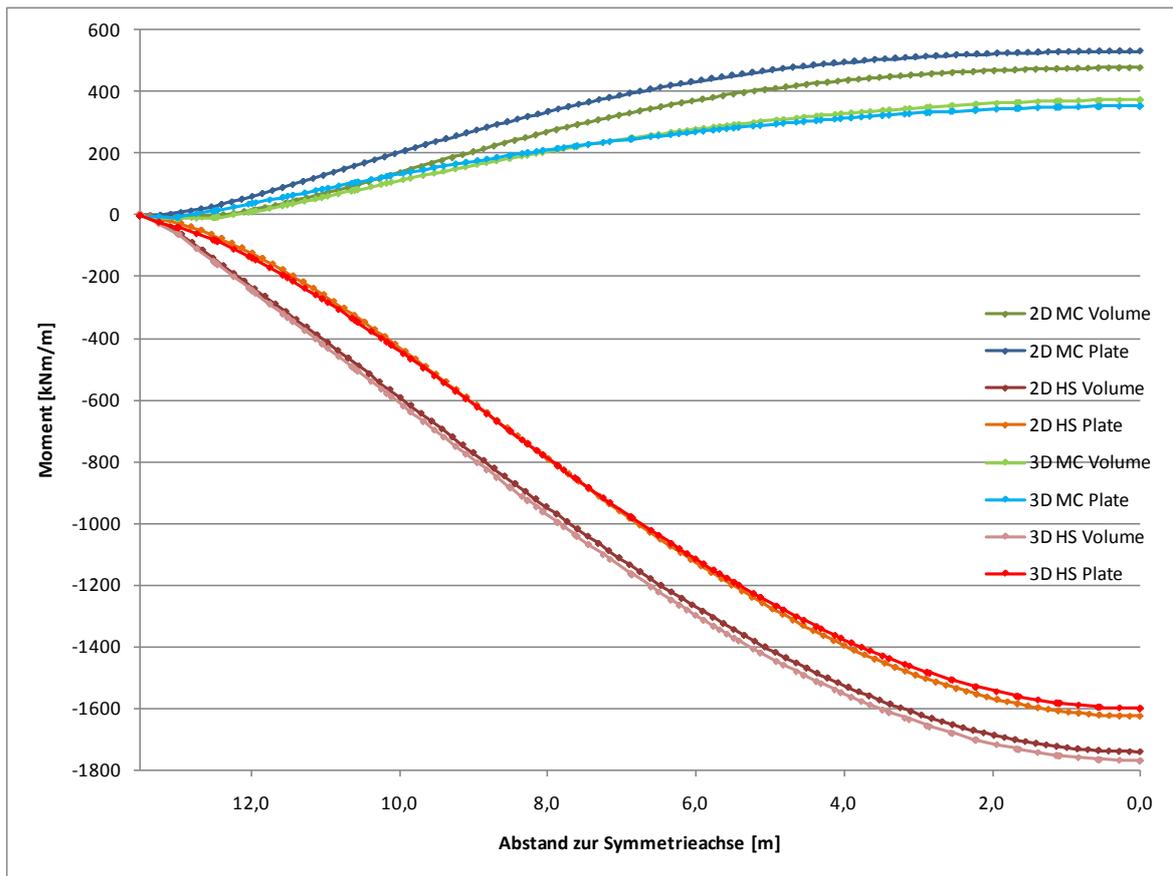


Abb. 30: Vergleich der Momente der Bodenplatte

In der Darstellung der Sohlnormalspannungen in Abb. 31 aus der Plaxistabelle erkennt man, dass es im Randbereich der Bodenplatte zu einer starken Streuung der Werte kommt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es aufgrund der hohen Biegesteifigkeit der Bodenplatte zu erhöhten Werten in der Sohlnormalspannung am Rand der Bodenplatte kommt. Weiters kann dies durch die Interpolation zwischen den Gaußpunkten zu noch höheren Werten führen. Aus diesem Grunde wurde ein modifiziertes Diagramm erzeugt, indem Extremwerte gelöscht wurden um geglättete Kurven zu erhalten. Dadurch erhält man für die HS-Ergebnisse Kurven, die im Gegensatz zu den MC-Berechnungen, der analytischen Lösung laut Boussinesq besser entsprechen.

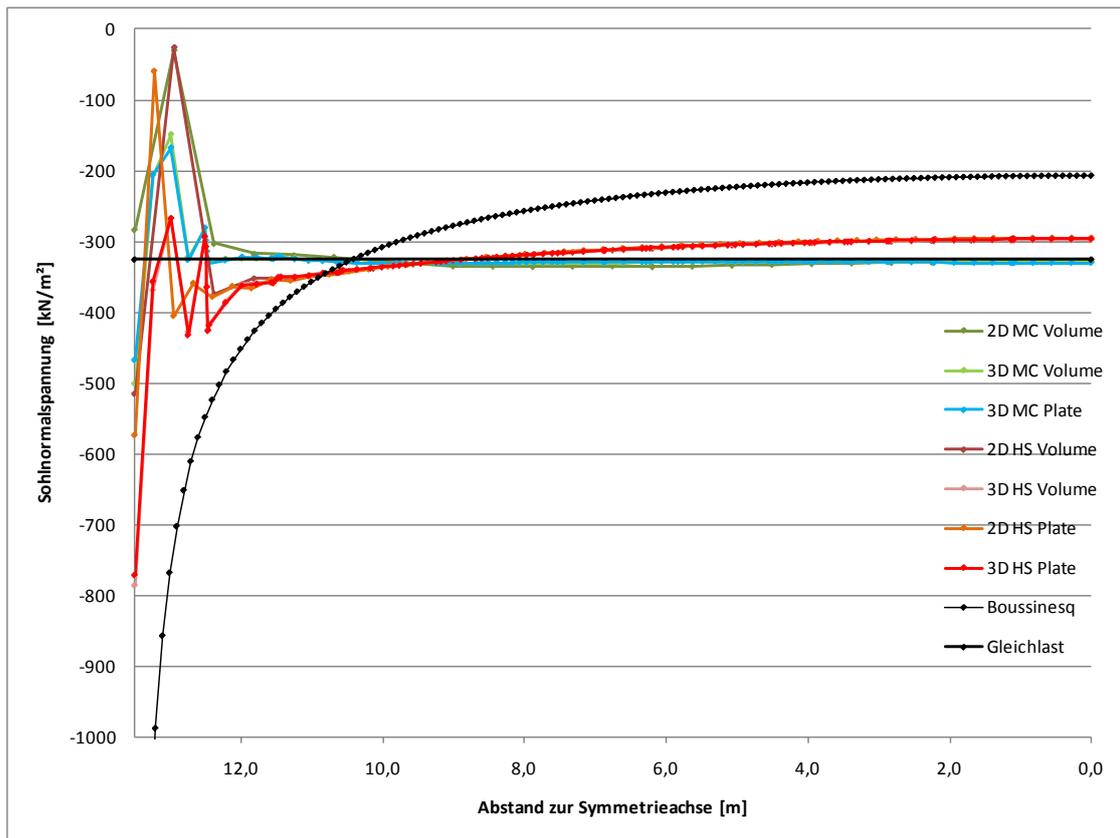


Abb. 31: Vergleich der Sohlnormalspannung unter der Bodenplatte

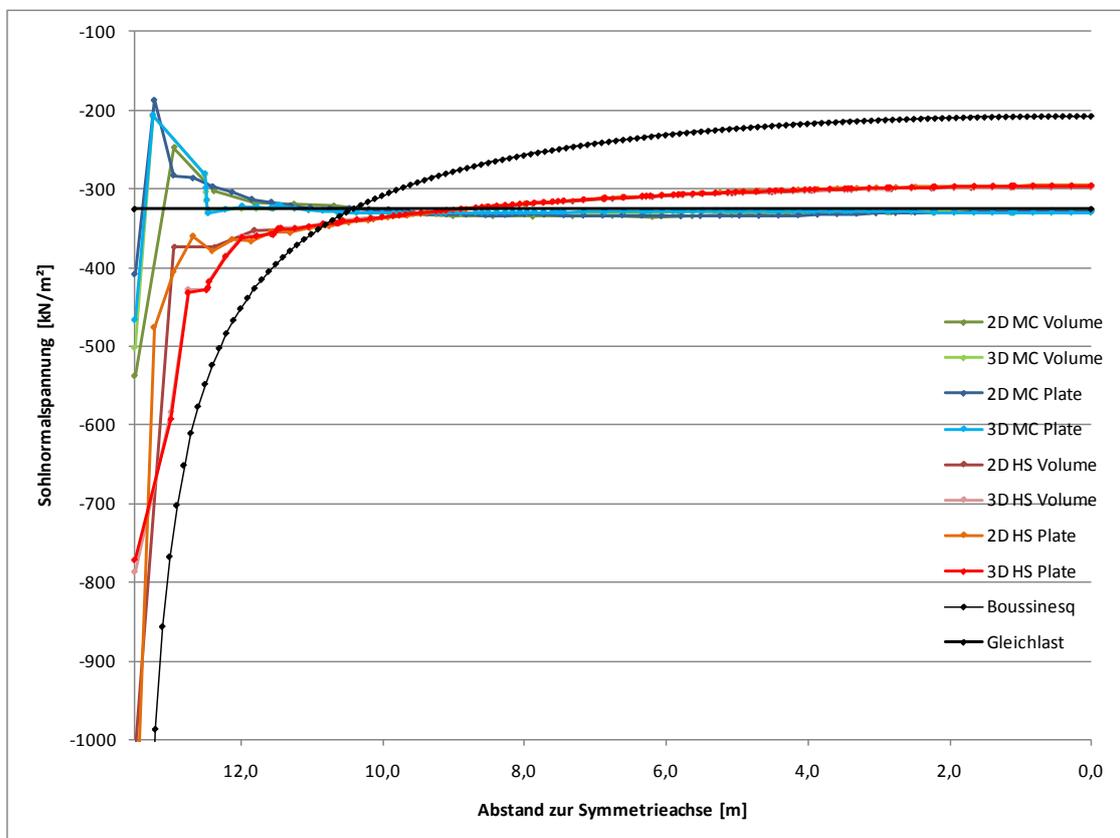


Abb. 32: Vergleich der Sohlnormalspannung unter der Bodenplatte (modifizierte Werte)

4.2 Variation der Bodenplattendicke

Aufgrund der unterschiedlichen Ergebnisse der Momente der Bodenplatte zwischen Berechnungen mit einem Floorelement und Berechnungen mit einem Volumen, wurden hier die Auswirkungen verschiedener Dicken der Bodenplatte auf die Momentenunterschiede untersucht. Für die Berechnungen wurde die Geometrie des Modelles von Hanisch herangezogen, wobei die Bodenplattendicke variiert wurde. Als Materialmodell diente das Hardening-Soil-Modell.

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt nun in Abb. 34, dass für die Momentendifferenz der zwei Modellierungsarten der Bodenplatte die Dicke nahezu keine Rolle spielt. Dabei wurden ein grobes sowie ein feines Netz untersucht. Da in Plaxis an Randstellen zwischen FEM-Elementen keine eindeutigen Werte vorzufinden sind, wurde zusätzlich noch der Einfluss der Auswertungsmethode untersucht.

Einmal wurde das maximale Moment aus dem Durchschnitt der Werte mit gleichen Koordinaten in der Tabelle des Plaxis-Output-Programms geholt und als nächstes wurden nur die Extremwerte direkt aus der Tabelle herangezogen, siehe Abb. 33. Somit konnte gezeigt werden, dass die Auswertungsmethode auch keinen nennenswerten Einfluss auf eine nachvollziehbare Verteilung der Kurve hat. Außerdem wurden zur Kontrolle die Momente von drei Bodenplatten im RFEM mit dem Verfahren der Aufbringung der Zwangsverformungen nachgerechnet. Dabei wurde die Setzung aus den 13x13 Modellen herangezogen. Wie erwartet ergeben die Berechnungen im RFEM ähnliche Momente wie die der herangezogenen Modelle, also in diesem Fall der 13x13 Modelle.

Abb. 33: Auswertungsmethoden links „Max. Aus Tabelle“ und rechts „Φ aus Tabelle“

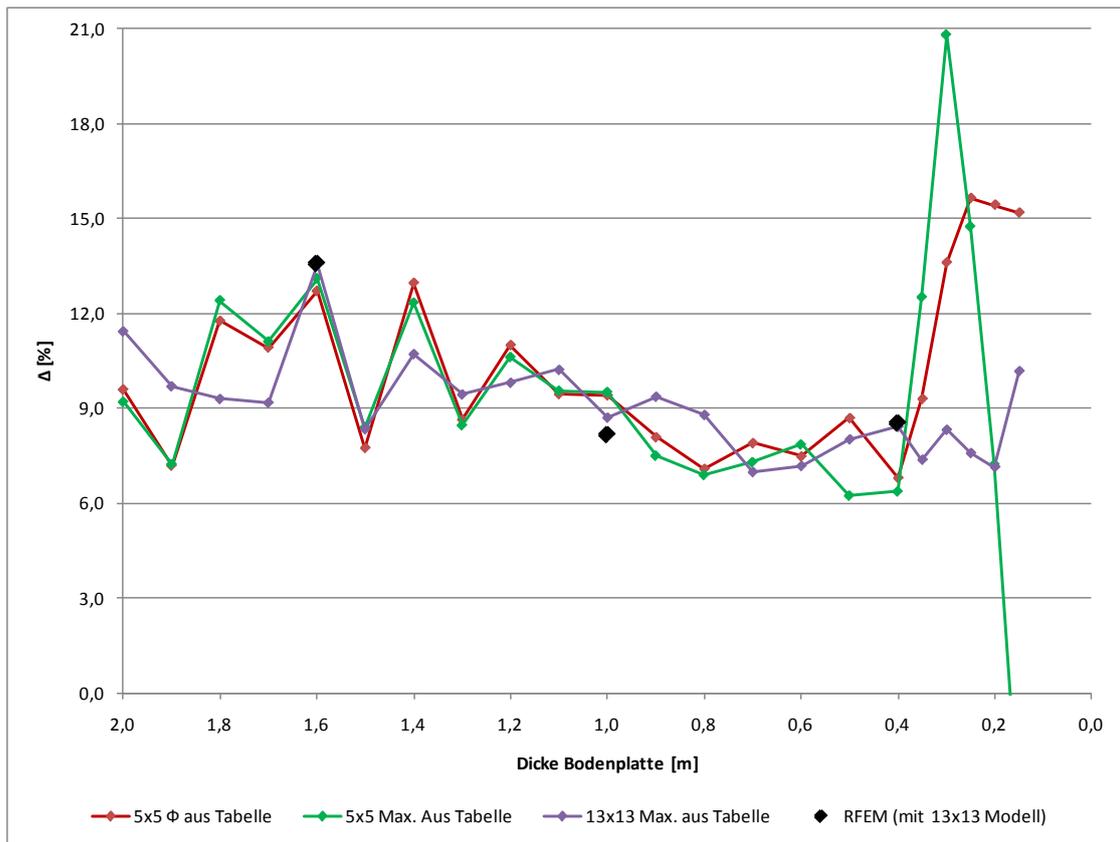


Abb. 34: Abweichung zwischen Moment des Floors und Moment des Volumens

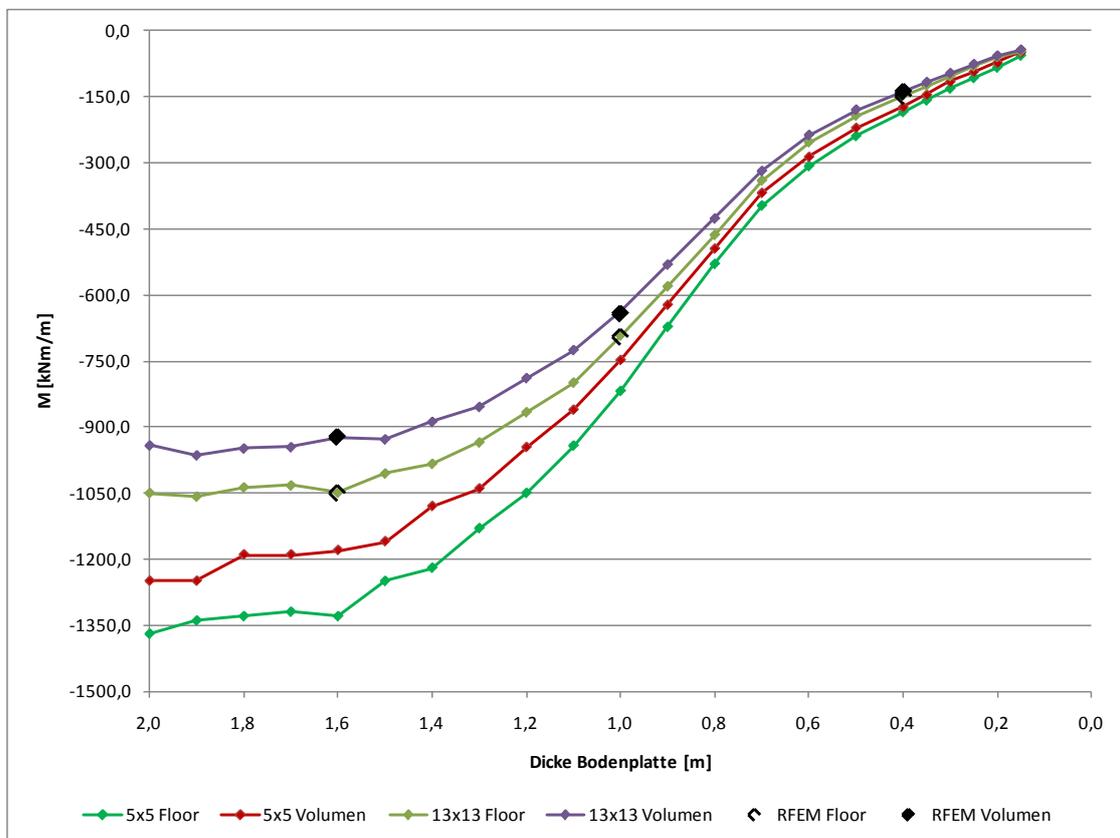


Abb. 35: Vergleich der absoluten Momente

Weiters wurde der Verlauf des Momentes in der Symmetrieachse einer 1,0 m dicken Bodenplatte mit einer analytischen Berechnung nach dem Steifemodulverfahren verglichen, siehe dazu Abb. 35, das anhand der Tabellenwerke aus dem Buch „Einflusslinien für Flächengründungen“ von Graßhoff berechnet wurde. Da das Verfahren mit Linear-Elastischen Berechnungen gleichzusetzen ist, ergibt die HS-Berechnung im Vergleich dazu ein viel kleineres Moment. Als Kontrolle wurde die HS-Berechnung im RFEM nachgerechnet. Der sprunghafte Verlauf dieser Kurve ist darauf zurückzuführen, dass die Bodenplatte im Programm Plaxis mit einem sehr groben Netz gerechnet wurde und dadurch die Setzung der Bodenplatte nur in wenigen Punkten ermittelt und darüber hinaus interpoliert wurde. Diese Ungenauigkeiten durch die Interpolation führten bei der Momentenberechnung zu einem ungleichmäßigen Verlauf der Momentenlinie. Somit konnte auch nachgewiesen werden, dass für einen genauen Momentenverlauf auf ein ausreichend feines Netz zu achten ist.

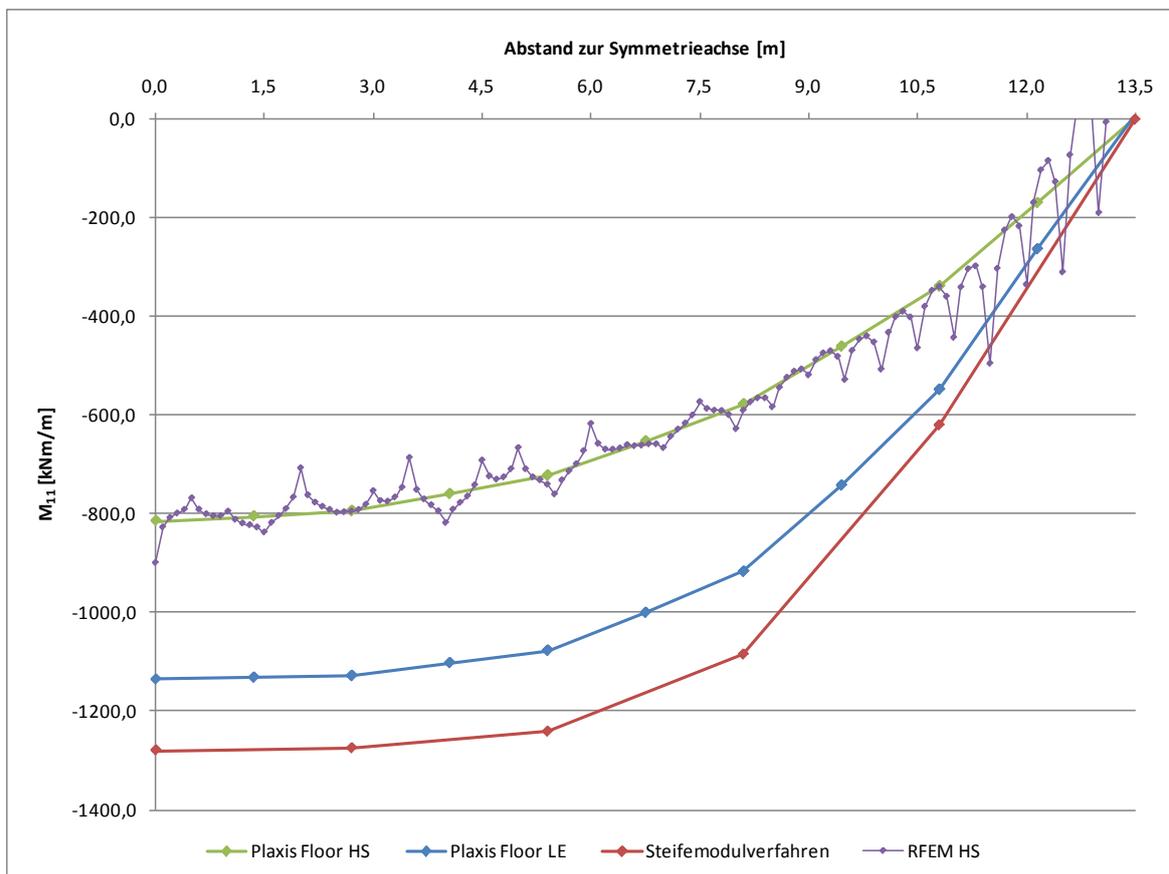


Abb. 36: Vergleich der Momentenverläufe für eine 1,0 m dicke Bodenplatte

4.3 RFEM Vergleich mit 30 cm Bodenplatte

Aufgrund der sehr kleinen Setzungsdifferenzen der zwei Meter dicken Bodenplatte im Kapitel 3.3 wurde in diesem Kapitel eine Bodenplatte mit 30 cm Dicke nachgerechnet, deren Setzungsdifferenzen größere Werte erreichen und dadurch aussagekräftigere Vergleiche erreicht werden.

Die Ergebnisse sind in der Tab. 5 dargestellt. Nun kann man erkennen, dass die Setzungsdifferenzen und davon direkt abhängig die Momente im RFEM bis zu 50% von den Ergebnissen im Plaxis abweichen. Daher wurde an dieser Stelle festgelegt die Verformungen direkt in das RFEM-Modell zu übernehmen. Dadurch stimmen die Setzungen (Inputdaten) überein und die Momente weichen nur mehr leicht ab. Die Unterschiede durch die Materialmodellierung im Plaxis werden dadurch ebenfalls ausgeschlossen. Dabei wurde im RFEM ein einheitliches Knotennetz erzeugt an deren Knoten die Setzungen aufgebracht wurden. Die Setzungen selbst wurden mithilfe des Programmes Surfer Version 9.8.669 aus den Plaxisdaten ermittelt. Ein weiterer Vorteil dieser Methode ist die schnellere Durchführbarkeit gegenüber dem Bettungsmodulverfahren.

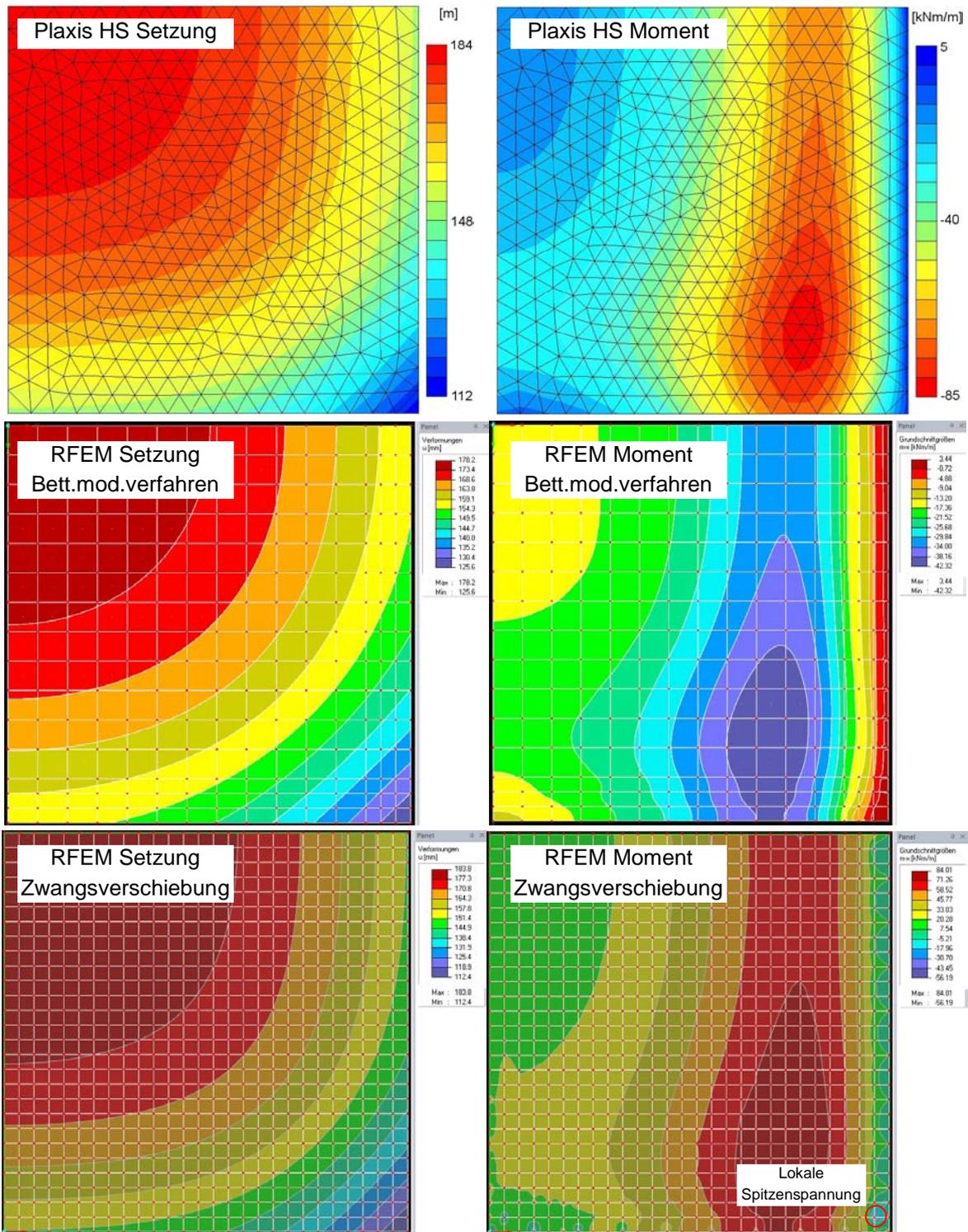


Abb. 37: Grafischer Vergleich Setzungsmulde (links) und Biegemomente (rechts) zwischen Plaxis HS und RFEM

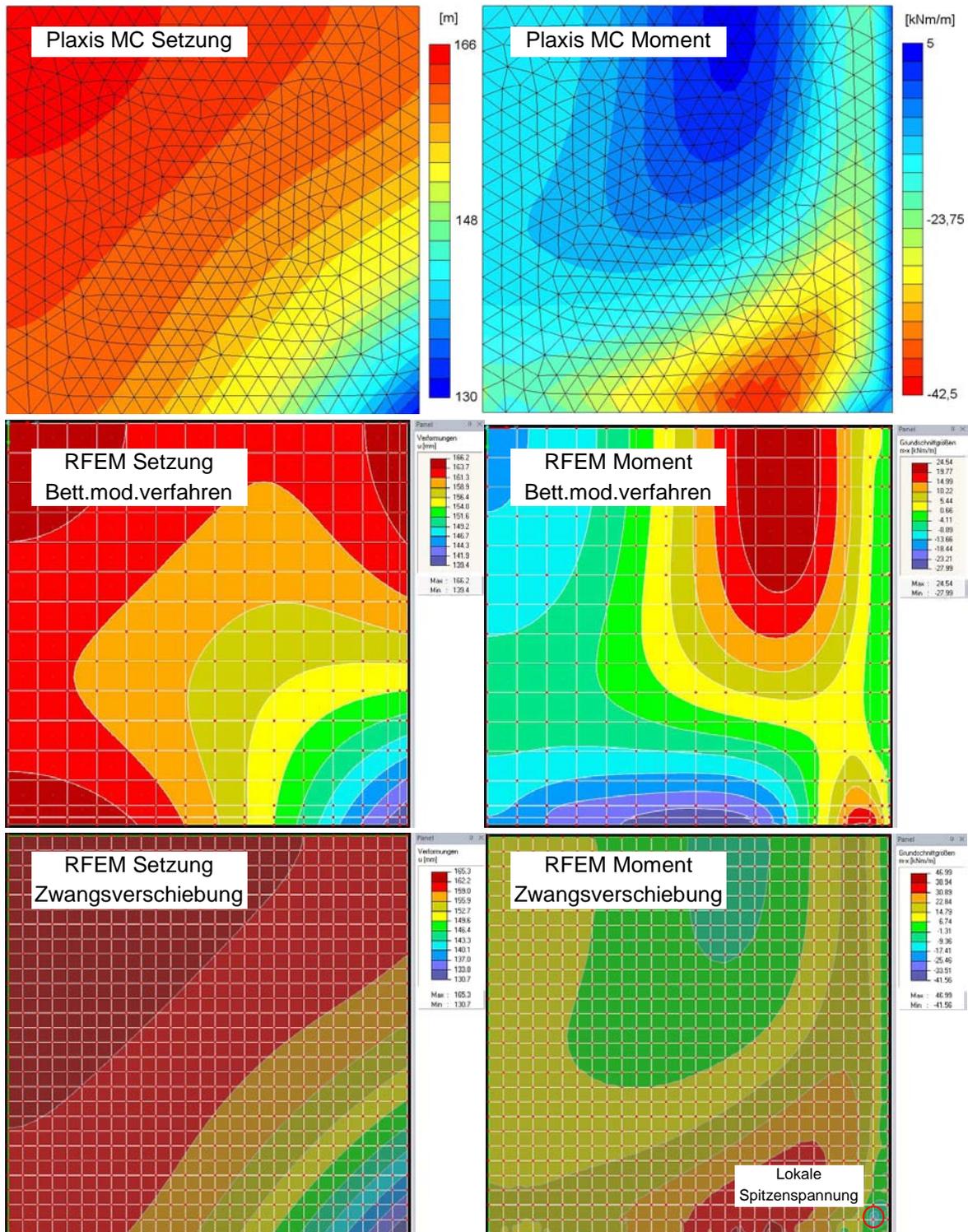


Abb. 38: Grafischer Vergleich Setzungsmulde (links) und Biegemomente (rechts) zwischen Plaxis MC und RFEM

Durch die Punktweise Zwangsverschiebung der Bodenplatte kommt es in den Ergebnissen der Momente zu lokalen Spitzen, siehe Abb. 37 und Abb. 38. Dies wird jedoch für die weiteren Berechnungen vernachlässigt, da es für die Bemessung der Bodenplatte nicht maßgeblich ist.

Tab. 5: Ergebnisse aller Berechnungen für eine Bodenplatte mit $d = 30$ cm

		Setzung			Moment
		u_{\max}	u_{\min}	u_{diff}	$ M_{11,\max} $
HS	RFEM				
	Plaxis	183,8 mm	112,5 mm	71,3 mm	82,4 kNm/m
	Bett.modul	178,2 mm	125,6 mm	52,6 mm	42,3 kNm/m
MC	RFEM				
	Plaxis	165,3 mm	130,7 mm	34,6 mm	42,9 kNm/m
	Bett.modul	166,2 mm	139,4 mm	26,8 mm	28,0 kNm/m
	RFEM				
	Zwängung	165,3 mm	130,7 mm	34,6 mm	47,0 kNm/m

Somit konnte nachgewiesen werden, dass die Auswertungsmethode anhand der Bettungsmodule keine zufriedenstellenden Ergebnisse liefert. Dies liegt daran, dass sich die Modellierung des Bodens im RFEM sowie in anderen Statikprogrammen linearelastisch verhält. Wohingegen das Plaxis den gesamten Boden mithilfe eines nichtlinearen Materialmodelles rechnet. Die Plastifizierung des Bodens kann nicht oder nur mit großem Aufwand in die Statikprogramme übernommen werden.

5 Variantenuntersuchung

5.1 Angabe

Bei dem vorliegenden Beispiel handelt es sich um ein fiktives Bürogebäude mit einer Grundrissabmessung der Bodenplatte von $l \times b = 28,0 \text{ m} \times 28,0 \text{ m}$. Achsabstand der Wände und Stützen ist in beide Richtungen einheitlich 5,4 m. Das Gebäude besitzt insgesamt fünf Stockwerke und eine Gebäudeoberkante von +12,825 m. Das Kellergeschoß wird lediglich durch die Außenwände ausgesteift. Der Überstand der Bodenplatte ist darauf zurückzuführen, dass die Pfähle zur Abtragung der Lasten aus den Wänden direkt unter diesen zu liegen kommen sollten und aufgrund der Einbautoleranzen der Pfähle von $\pm 10 \text{ cm}$ zusätzliche 10 cm Überstand erforderlich sind. Die darüber liegenden Geschoße bestehen aus einem Stahlbetonskelett mit gesamthaft 16 Stützen pro Stockwerk. Durch diese einfache quadratische Geometrie ist es möglich im PLAXIS mit nur einem Viertelausschnitt das Tragverhalten des gesamten Gebäudes abzudecken. Die Geländeoberkante mit GOK = $\pm 0,000$ liegt auf Höhe der Kellerdeckenachse. Die Bodenplatte und die Decken wurden so platziert, dass ihre Achsen jeweils 3,0 m Abstand besitzen.

Im Plaxis und im RFEM wurde das Gebäude nur bis zur Kellerdecke modelliert, wobei die Kellerdecke lediglich zur Aussteifung der Kellerwände dient, wodurch auch automatisch die Kellerstützen mit modelliert werden mussten. Die oberen Geschoße wurden als Lasten auf die Kellerdecke aufgebracht.

Für den Bodenaufbau wurde ebenfalls eine fiktive Annahme getroffen. Jedoch wurde dabei darauf geachtet, dass die Bodenarten sowie deren Dicken so gewählt wurden, dass alle von der Fa. Keller Grundbau zu untersuchenden Gründungsvarianten ausführbar sind. Der Untergrund besteht aus drei unterschiedlichen Böden. Unter der Geländeoberfläche bis in eine Tiefe von -15 m befindet sich ein bindiger Boden, der die Materialkennwerte eines Seetons besitzt. Darunter kommt mit einer Stärke von zehn Metern ein steifer Kies und ab einer Tiefe von -25 m befindet sich ein sehr steifer Boden (Moräne). Der Grundwasserspiegel liegt auf einer Tiefe von -10,0 m unter GOK.

Als Materialmodell für den Boden wurde das Hardening Soil Small (HSS) verwendet. Zur Ermittlung des Einflusses der „Small Strain Stiffness“ wurden die Berechnungen auch mit dem HS-Modell durchgeführt.

Nachfolgend die Bodenparameter sowie Gründungsmaterialien:

Tab. 6: Boden- und Materialkennwerte

Formelzeichen Einheit	Modell -	γ_{unsat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	k m/tag	$E_{50\text{ref}}$ kN/m ²	E_{oedref} kN/m ²	E_{urref} kN/m ²	m -
Seeton	HSS	16.0	19.0	8.64E-04	9000	6000	27000	0.8
Kies	HSS	21.0	21.5	1.0	40000	400000	120000	0.3
Moräne	HSS	22.0	24.0	1.0	100000	100000	300000	0.0
Kiestragschicht	HS	20.0	23.0	864.0	100000	100000	300000	0.0
Schottersäule (RSV)	HS	20.0	23.0	864.0	75000	75000	225000	0.0
Betonstopfsäule (BSS)	LE	25.0	25.0	-	2.2E+07	-	-	-
Bohrpfahl C25/30	LE	25.0	25.0	-	3.1E+07	-	-	-
Stahlbeton C25/30	LE	25.0	25.0	-	3.1E+07	-	-	-

Formelzeichen Einheit	$v_{\text{ur}}=v$ -	p_{ref} kN/m ²	$K_{0,\text{nc}}$ -	c_{ref} kN/m ²	φ °	ψ °	R_f -	$\gamma_{0,7}$ -
Seeton	0.2	100	0.6	10.0	23.0	0.0	0.9	2.0E-04
Kies	0.2	100	0.4	0.1	35.0	5.0	0.9	1.5E-04
Moräne	0.2	100	0.4	200.0	35.0	0.0	0.9	1.0E-04
Kiestragschicht	0.2	100	0.4	0.1	37.5	5.0	0.9	-
Schottersäule (RSV)	0.2	100	0.4	0.1	35.0	5.0	0.9	-
Betonstopfsäule (BSS)	0.2	-	-	-	-	-	-	-
Bohrpfahl	0.2	-	-	-	-	-	-	-
Stahlbeton C25/30	0.2	-	-	-	-	-	-	-

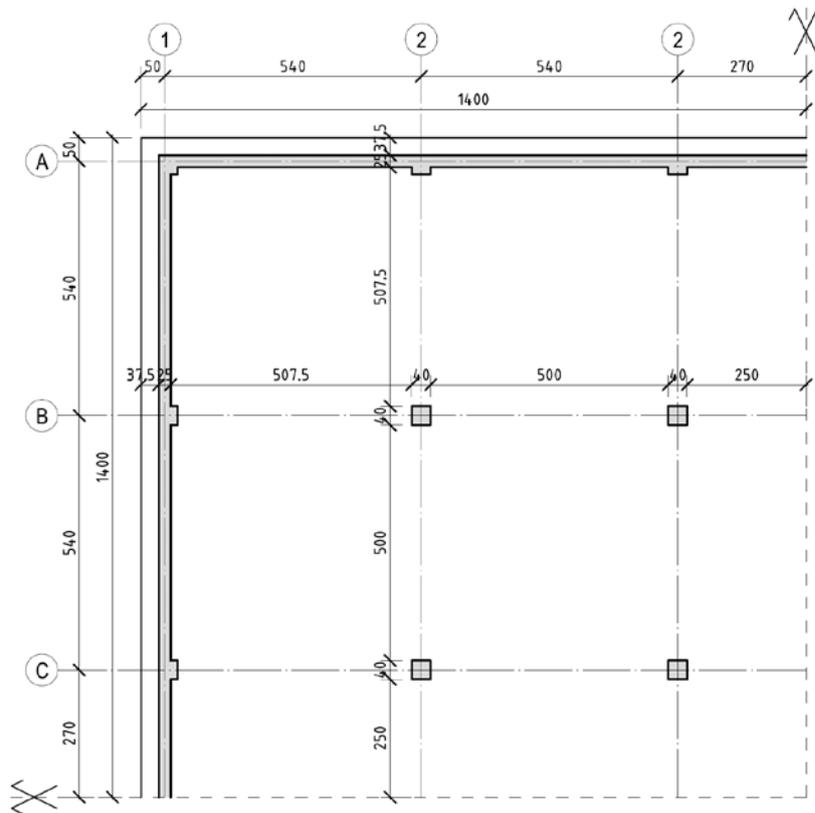


Abb. 39: Grundriss für einen Quadranten Kellergeschoß

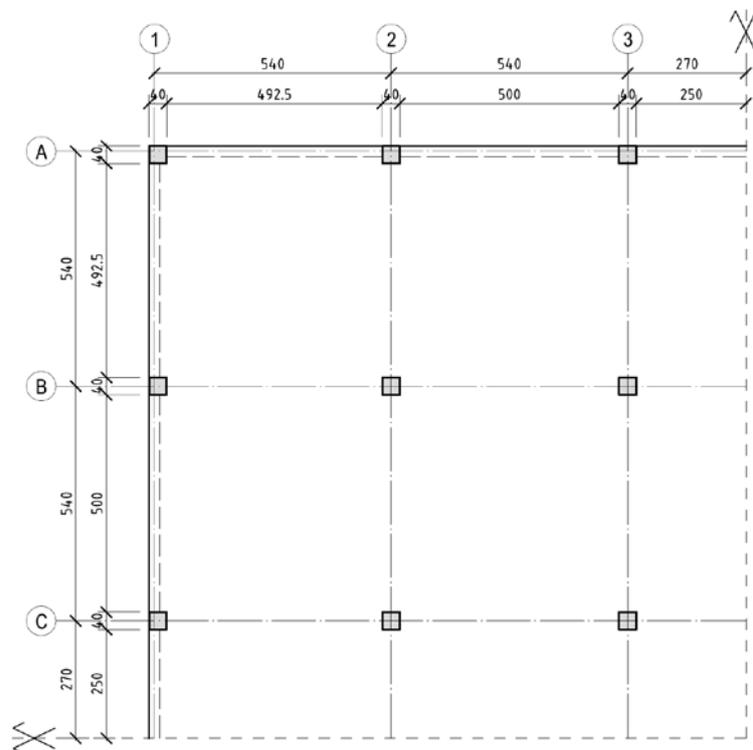


Abb. 40: Grundriss für einen Quadranten Regelgeschoß

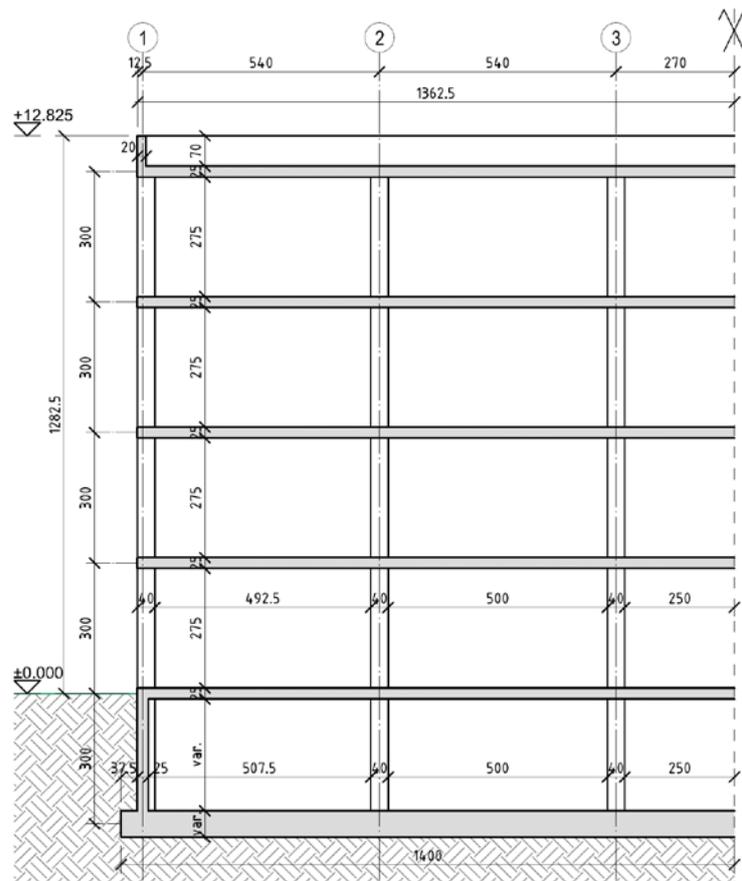


Abb. 41: Querschnitt für einen Quadranten

5.2 Einwirkungen

5.2.1 Lastannahmen

Die Einwirkungen in der Tab. 7 wurden jeweils für ein Geschoß unter Annahme einer Büronutzung mit extensiver Dachbegrünung ermittelt. Da für die Gründung horizontale Einwirkungen nur eine geringe Rolle spielen, werden diese vernachlässigt.

Tab. 7: Liste der Lasten

Ständig	Decken, 25cm STB	g_1	6.25 kN/m ²	-
	Fußbodenaufbau Regelgeschoße	g_2	1.5 kN/m ²	-
	Deckenaufbau, extensive Begrünung incl. Aufbau	g_D	1.5 kN/m ²	-
Veränderlich	Nutzlast, Büroflächen B1	q_1	3.0 kN/m ²	$\psi_{0,q}$ 0.7
	Nutzlast, versetzbare Trennwände ? 1,0 kN/m	q_2	0.5 kN/m ²	$\psi_{0,q}$ 0.7
	Schnee, Standort: Graz Liebenau, $\mu_i = 0.8$	s	1.56 kN/m ²	$\psi_{0,s}$ 0.5
Punktlasten				
Ständig	Stützen, l/b = 40/40cm STB, L = 3,0m	G_S	12.0 kN	-
Linienlasten				
Ständig	Attika, b/h = 20/70cm STB	g_A	3.5 kN/m	-
	Fassade mit Parapet	g_F	5.0 kN/m	-

5.2.2 Lastfallkombinationen

Nachfolgend werden die Lasten, die auf die Kellerdecke einwirken ermittelt. Das Eigengewicht der in den Programmen modellierten Bauteile, wie z.B. Bodenplatte, Kellerwände, Kellerstützen usw., werden durch die Programme automatisch erfasst. Die Fassade des Erdgeschoßes wirkt als einzige Linienförmige Last auf den Keller. Alle anderen Lasten werden als Punktlasten angesetzt. Auf die Kellerdecke und die Bodenplatte wirken zusätzlich der Fußbodenaufbau und die Nutzlast als Flächenbelastung. In Abb. 42 sieht man die Lage der auf die Kellerdecke einwirkenden Lasten.

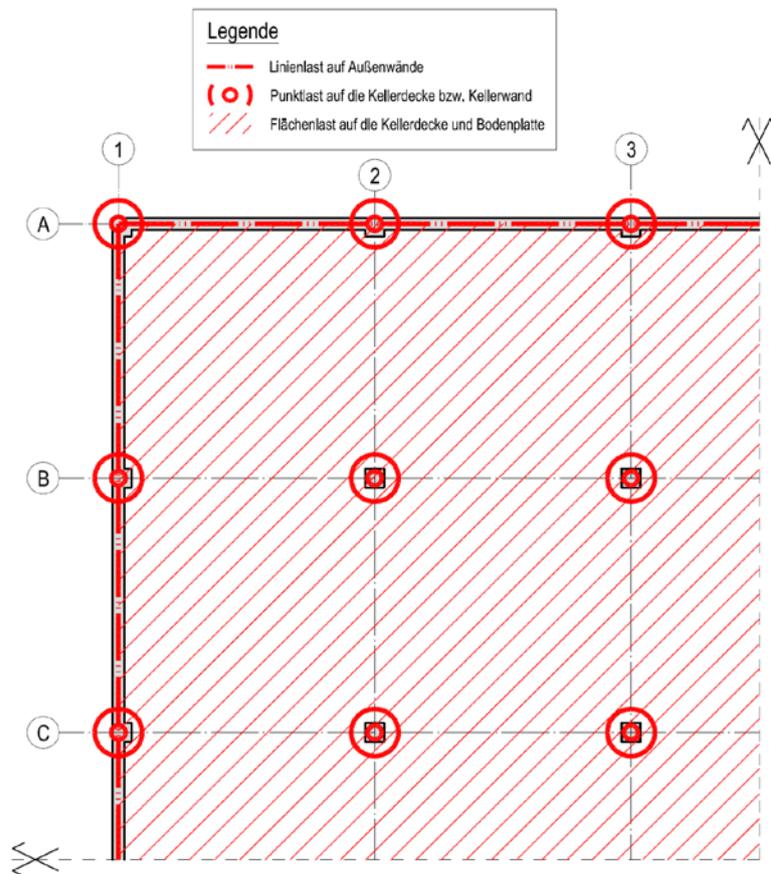


Abb. 42: Grundriss der Lasten für einen Quadranten

Es wurden drei Varianten zur Ermittlung der Traglasten untersucht. Diese werden nachfolgend genauer erklärt.

Variante 1: ^[14]

Aufbringen der Lasten in Plaxis laut Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nach ÖNORM B 1997-1-1 Kapitel 4.5.4 und daraus Berechnung im RFEM. D.h. alle Teilsicherheitsbeiwerte werden mit 1,0 angenommen. Dieser Lastfall dient nur zur Berechnung der Setzung im Programm Plaxis und als Vergleichsgrundlage für die Varianten 2 und 3.

Tab. 8: Angabe der jeweiligen Belastungen für SLS

Flächenlast auf Bdpl. Bzw. Decke	$g_2+q_1+q_2$	5.0 kN/m ²
Linienlast auf Außenwände	g_F	5.0 kN/m
Punktlast durch Stütze C/3	$5,4 \cdot 5,4 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S$	1326.6 kN
Punktlast durch Stützen C/2 & B/3	$5,94 \cdot 5,4 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S$	1454.4 kN
Punktlast durch Stütze B/2	$5,94 \cdot 5,94 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S$	1594.7 kN
Punktlast durch Stützen C/1 & A/3	$5,4 \cdot 2,16 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S + 5,4 \cdot (g_A + 3 \cdot g_F)$	659.2 kN
Punktlast durch Stützen B/1 & A/2	$5,94 \cdot 2,16 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S + 5,94 \cdot (g_A + 3 \cdot g_F)$	720.2 kN
Punktlast durch Stütze A/1	$2,16 \cdot 2,16 \cdot (4 \cdot g_1 + g_D + 3 \cdot (q_1 + q_2 + g_2) + s) + 4 \cdot G_S + 2 \cdot 2,16 \cdot (g_A + 3 \cdot g_F)$	332.5 kN

Die Last des gesamten Quadranten des Gebäudes beträgt somit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ungefähr 14,1 MN.

Variante 2: ^[15]

Aufbringen der Lasten in Plaxis laut Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) nach ÖNORM EN 1990 Kapitel 6.4.3.2 und daraus Berechnung im RFEM. Nachfolgend die Kombinationsregeln laut ÖNORM:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \pm \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \pm \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} 1,35 \cdot G_{k,j} \pm 1,5 \cdot Q_{k,1} \pm \sum_{i > 1} 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

In der Tab. 9 ist gut zu erkennen, dass die Nutzlast um ein vielfaches größer ist als die Schneelast, weshalb man davon ausgehen kann, dass jene Lastfallkombination maßgebend sein wird, bei der die Nutzlast die Führende veränderliche Einwirkung angesetzt wird. Die Summe dieser Lastfallkombination wurde in der jeweils letzten Zeile der Belastungen der Tab. 9 angesetzt.

Tab. 9: Angabe der jeweiligen Belastungen für ULS

Flächenlast auf Bdpl. bzw. Decke		
Ständig g_2		1.5 kN/m ²
Nutzlast q_1	3.00 kN/m ²	3.50 kN/m ²
q_2	0.50 kN/m ²	
$\Sigma = 1.35 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot (3.0 + 0.5) =$		7.28 kN/m²
Linienlast auf Außenwände		
Ständig g_F		5.0 kN/m
$\Sigma = 1.35 \cdot 5.0 =$		6.8 kN/m
Punktlast durch die Stütze C/3		
Ständig $5,4 \cdot 5,4 \cdot 4 \cdot g_1$	729.0 kN	952.0 kN
$5,4 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot g_2$	131.2 kN	
$5,4 \cdot 5,4 \cdot g_D$	43.7 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
Nutzlast $5,4 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot q_1$	262.4 kN	306.2 kN
$5,4 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot q_2$	43.7 kN	
Schnee $5,4 \cdot 5,4 \cdot s$	45.5 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 952 + 1.5 \cdot (306.2 + 0.5 \cdot 66.9) =$		1778.5 kN
Punktlast durch die Stützen C/2 & B/3		
Ständig $5,94 \cdot 5,4 \cdot 4 \cdot g_1$	801.9 kN	1042.4 kN
$5,94 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot g_2$	144.3 kN	
$5,94 \cdot 5,4 \cdot g_D$	48.1 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
Nutzlast $5,94 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot q_1$	288.7 kN	336.8 kN
$5,94 \cdot 5,4 \cdot 3 \cdot q_2$	48.1 kN	
Schnee $5,94 \cdot 5,4 \cdot s$	50.0 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 1042.4 + 1.5 \cdot (336.8 + 0.5 \cdot 62.5) =$		1949.9 kN
Punktlast durch die Stütze B/2		
Ständig $5,94 \cdot 5,94 \cdot 4 \cdot g_1$	882.1 kN	1141.8 kN
$5,94 \cdot 5,94 \cdot 3 \cdot g_2$	158.8 kN	
$5,94 \cdot 5,94 \cdot g_D$	52.9 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
Nutzlast $5,94 \cdot 5,94 \cdot 3 \cdot q_1$	317.6 kN	370.5 kN
$5,94 \cdot 5,94 \cdot 3 \cdot q_2$	52.9 kN	
Schnee $5,94 \cdot 5,94 \cdot s$	55.0 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 1141.8 + 1.5 \cdot (370.5 + 0.5 \cdot 68.8) =$		2138.4 kN
Punktlast durch die Stützen C/1 & A/3		
Ständig $5,4 \cdot 2,16 \cdot 4 \cdot g_1$	291.6 kN	509.5 kN
$5,4 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot g_2$	52.5 kN	
$5,4 \cdot 2,16 \cdot g_D$	17.5 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
$5,4 \cdot g_A$	18.9 kN	
Nutzlast $5,4 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_1$	105.0 kN	122.5 kN
$5,4 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_2$	17.5 kN	
Schnee $5,4 \cdot 2,16 \cdot s$	18.2 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 509.5 + 1.5 \cdot (122.5 + 0.5 \cdot 22.7) =$		885.2 kN
Punktlast durch die Stützen B/1 & A/2		
Ständig $5,94 \cdot 2,16 \cdot 4 \cdot g_1$	320.8 kN	555.6 kN
$5,94 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot g_2$	57.7 kN	
$5,94 \cdot 2,16 \cdot g_D$	19.2 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
$5,94 \cdot g_A$	20.8 kN	
Nutzlast $5,94 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_1$	115.5 kN	134.7 kN
$5,94 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_2$	19.2 kN	
Schnee $5,94 \cdot 2,16 \cdot s$	20.0 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 555.6 + 1.5 \cdot (134.7 + 0.5 \cdot 25.0) =$		967.2 kN
Punktlast durch die Stütze A/1		
Ständig $2,16 \cdot 2,16 \cdot 4 \cdot g_1$	116.6 kN	272.6 kN
$2,16 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot g_2$	21.0 kN	
$2,16 \cdot 2,16 \cdot g_D$	7.0 kN	
$4 \cdot G_S$	48.0 kN	
$2,16 \cdot 2 \cdot g_A$	15.1 kN	
Nutzlast $2,16 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_1$	42.0 kN	49.0 kN
$2,16 \cdot 2,16 \cdot 3 \cdot q_2$	7.0 kN	
Schnee $2,16 \cdot 2,16 \cdot s$	7.3 kN	
$\Sigma = 1.35 \cdot 272.6 + 1.5 \cdot (49.0 + 0.5 \cdot 9.1) =$		446.9 kN

Variante 3: ^[14]

Aufbringen der Lasten in Plaxis laut Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nach ÖNORM B 1997-1-1 Kapitel 4.5.4 und Multiplikation dieses Lastfalles im RFEM mit 1,4 zur Ermittlung des Traglastzustandes. Siehe auch Variante 1.

5.3 Gründungen

Es wurden insgesamt fünf unterschiedliche Gründungen untersucht:

- (Flachgründung, dient als Vergleichsgrundlage)
- Gründung mittels Rüttelstopfverdichtung
- Gründung mittels Hybridsäulen
- Gründung mittels Betonstopfsäulen
- Gründung mittels Bohrpfählen

Wobei die Hybridgründung in vier Varianten untersucht wurde, wodurch sich die Gesamtanzahl an gerechneten Gründungen auf acht vergrößert. Nachfolgend werden diese genauer beschrieben.

5.3.1 Flachgründung

Die Flachgründung dient als Vergleichsgrundlage für die nachfolgenden Tiefgründungen. Dadurch kann ein in der Praxis oft verwendete Setzungsverbesserungsfaktor ermittelt werden:

$$\eta = \frac{u_{\max, \text{ohne Gründung}}}{u_{\max, \text{mit Gründung}}}$$

Die Bodenplattendicke wurde mit einer in der Praxis üblichen überschlägigen Formel für im Hochbau wirtschaftliche Stützweiten errechnet:

$$d_{\text{Bdpl}} = 30 + (X - 2) \cdot 5 = 30 + (5 - 2) \cdot 5 = 45,0 \text{ cm}$$

Dabei ist:

X.....Anzahl der Geschoße

Da jedoch bei dem vorliegenden Beispiel eine kleinere Stützweite als im Hochbau üblich zur Anwendung kommt, und zusätzlich noch unter den Stützen Bodenplattenverdickungen ausgeführt werden kann das Ergebnis der überschlägigen Formel leicht verringert werden.

Aufgrund der Lasten aus den Innenstützen (bis zu 2500 kN Designlast) muss die Bodenplatte lokal unter den Stützen verstärkt werden um den Nachweis des Durchstanzens erfüllen zu können. Zur Berechnung wurde das Programm Condim Version 6.1 verwendet. Jedoch darf laut ÖNORM EN 1992-1-1 Kapitel 6.4.4 die Belastung aus der Normalkraft mit der innerhalb des Rundschnittes befindlichen Sohlnormalspannung (in Fall der Flachgründung ungefähr 70 kN/m² bis 80 kN/m²) abgemindert werden. Die Grundbewehrung wurde mit Ø14/15 (10,26 cm²) ange-

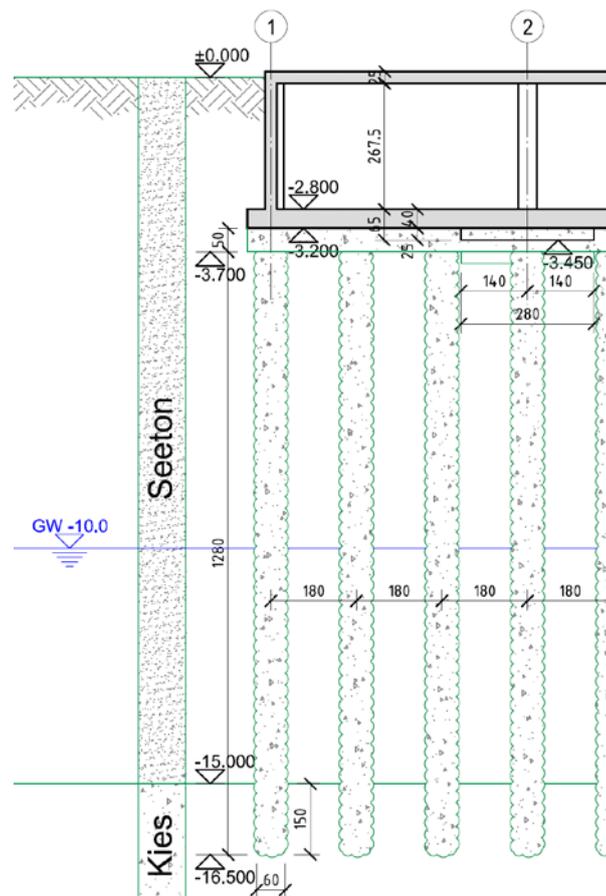


Abb. 46: Schnitt Rüttelstopfgründung

Gesamtlast eines Quadranten des Gebäudes: 14,1 MN

Theor. Tragföh. aller Säulen: $64 * 220 = 14'080 \text{ kN} = \underline{14,1 \text{ MN}}$

5.3.3 Gründung mittels Hybridsäulen

Die Leistungsfähigkeit dieser Gründung ist mit 220 kN pro Säule analog zu den Rüttelstopfsäulen. Dies ergibt einen theoretisch identen Raster. Die Dimensionen der Bodenplatte sind analog zur Flachgründungsvariante gewählt. Die Lastverteilungsschicht besitzt ebenfalls eine Dicke von 0,5 m. Die Rüttelstopfsäule besitzt eine Länge von 1,5 m und einen Durchmesser von 0,6 m. Darunter befindet sich die Betonstopfsäule mit einer Unterkante von -17,0 m und einem 0,4 m großen Durchmesser.

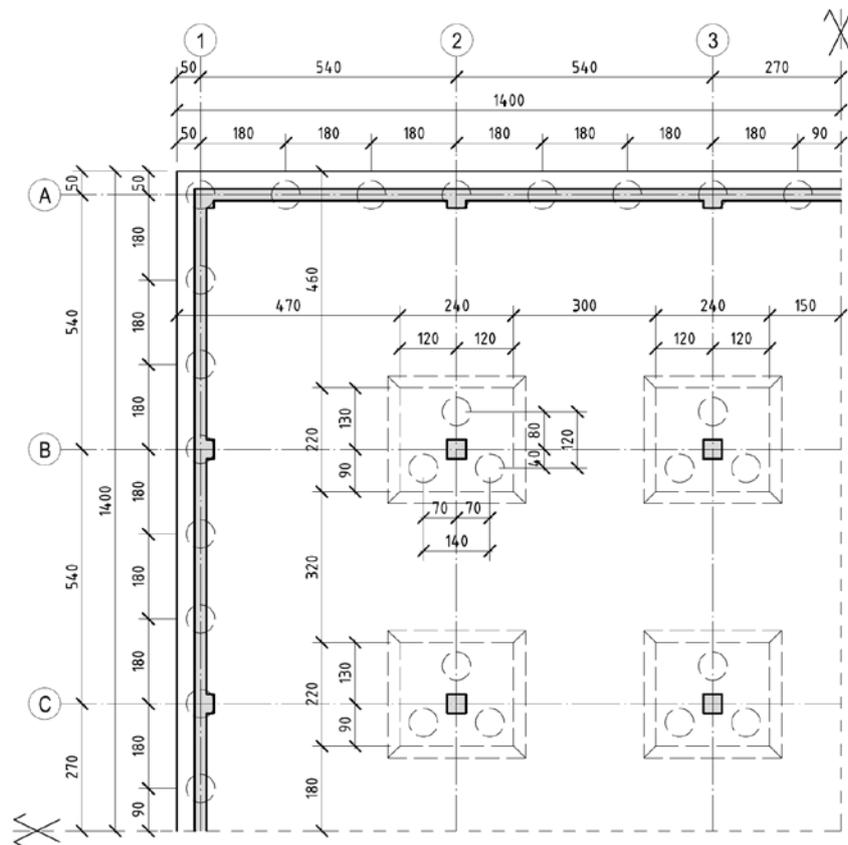


Abb. 49: Grundriss Betonstopfsäulengründung

Gesamtlast eines Quadranten des Gebäudes: 14,1 MN

Theor. Tragföh. aller Säulen: $27 * 500 = 13'500 \text{ kN} = \underline{13,5 \text{ MN}}$

Da ein Teil der Last über Bodenplatte-Boden-Interaktion abgetragen werden kann, muss die Tragfähigkeit der Säulen nicht zur gänze die Gesamtlast des Gebäudes erreichen.

Die Betonstopfsäulen besitzen einen Durchmesser von 0,6 m und weisen eine UK von -17,0 m auf. Der Pfahlkopf wird direkt in die Bodenplatte eingebunden. Da sich die Pfähle nicht direkt unter den Stützen befinden, muss hier ebenfalls die Bodenplattenverdickung ausgeführt werden, wobei die Grundrissabmessungen von der Lage der Betonstopfsäulen abhängt.

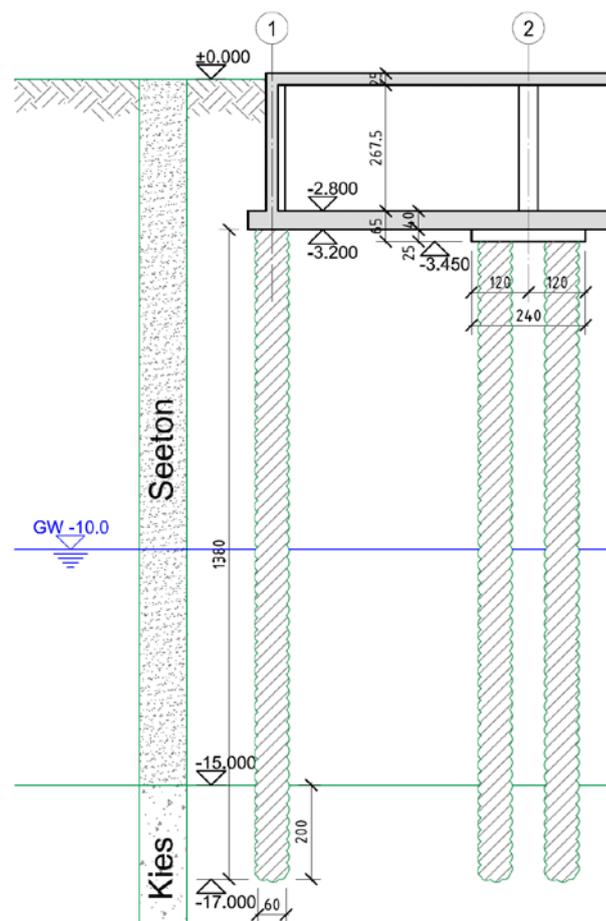


Abb. 50: Schnitt : Grundriss Betonstopfsäulengründung

5.3.5 Bohrpfahlgründung

Dies ist die statisch tragfähigste Gründung und besitzt daher die geringste Anzahl von Pfählen. Insgesamt benötigt man bei einer Tragfähigkeit von 2380 kN pro Pfahl sieben Stück pro Quadrant, jeweils ein Pfahl unter den Stützen und drei Pfähle für die Außenwände:

Gesamtlast eines Quadranten des Gebäudes: 14,1 MN

Theor. Tragföh. aller Säulen: $7 * 2380 = 16'660 \text{ kN} = \underline{16,7 \text{ MN}}$

Die Pfähle binden direkt in die Bodenplatte ein. Da hier jeweils ein Pfahl direkt unter jeweils einer Stütze zur Lastabtragung vorgesehen ist, kann auf die Bodenplattenverdickung verzichtet werden. Die Bohrpfähle sind die längsten aller hier behandelten Gründungselemente mit einer Tiefe von -22,0 m. Der Durchmesser beträgt auch hier 0,6 m.

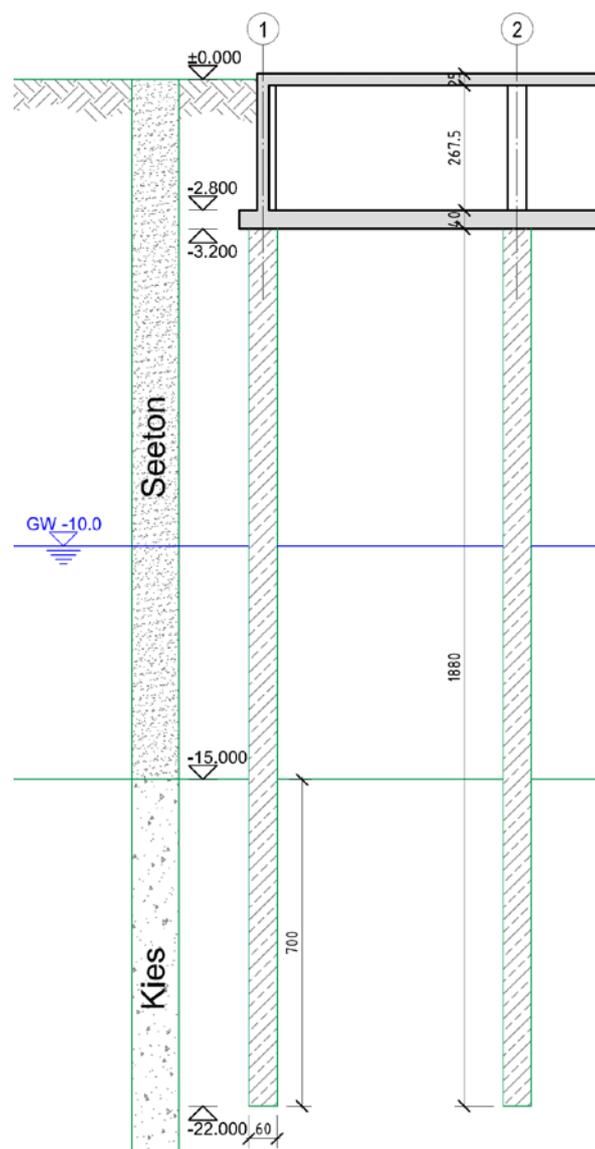


Abb. 51: Schnitt Bohrpfehlgründung

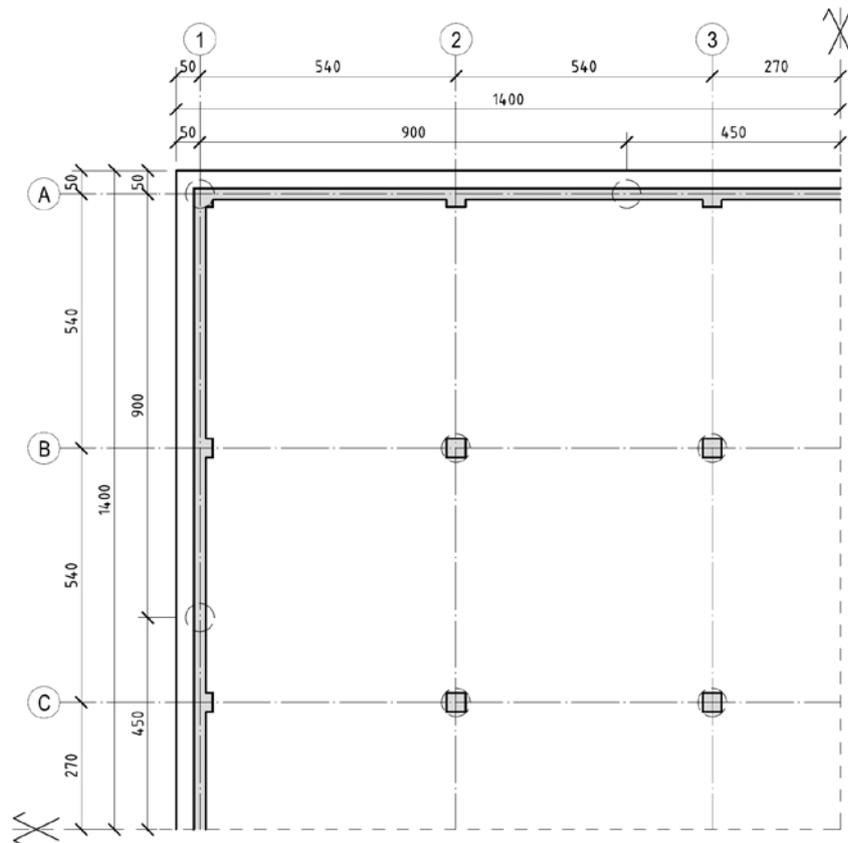


Abb. 52: Grundriss Bohrpfahlgründung

5.4 Berechnungsphasen

Zur Berechnung im Plaxis wurde das Gebäude der Realität möglichst angepasst in Phasen eingegeben. Nachfolgend werden diese Phasen genauer beschrieben:

Phase 1: Initialzustand

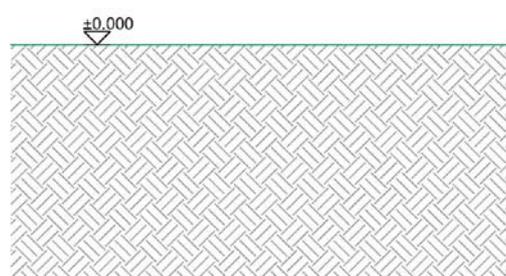


Abb. 53: Skizze Phase 1

Im Initialzustand bestimmt Plaxis die im Boden befindlichen initiellen Spannungen.

Phase 2: Aushub

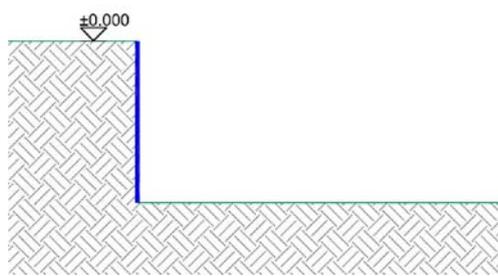


Abb. 54: Skizze Phase 2

Der Aushub wurde gesamthaft bis zur Oberkante der Pfähle durchgeführt. Die Baugrubensicherung wird mit einer vertikalen Membran ohne Eigengewicht modelliert, wobei diese 0,7 m von der Außenkante der Bodenplatte entfernt zu liegen kommt.

Phase 3: Einbau Lastverteilungsschicht

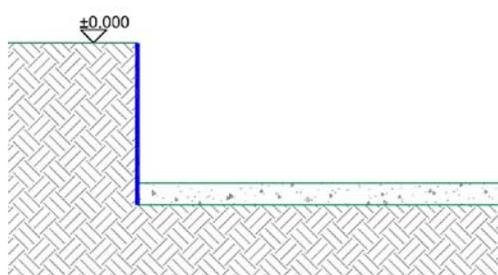


Abb. 55: Skizze Phase 2

Für die Hybrid- und Rüttelstopfgründung wird in dieser Phase die 0,5 m Kies-schicht über dem Aushubplanum eingebaut.

Phase 4: Einbau Pfähle

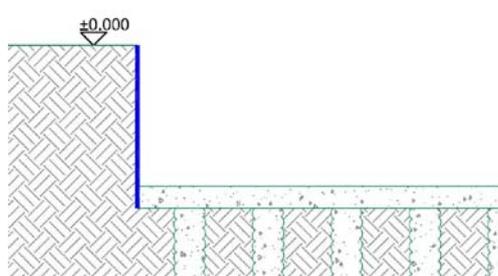


Abb. 56: Skizze Phase 4

Bei allen Gründungen außer der Flachgründung werden hier die Pfähle bzw. Schottersäulen eingebracht.

Phase 5: Einbau Bodenplatte

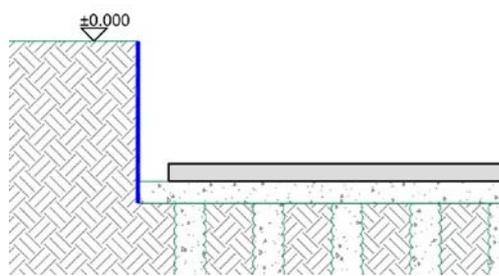


Abb. 57: Skizze Phase 5

Die Bodenplatte wird mit einer Betongüte von C25/30 auf die Kiestragschicht bzw. Aushubplanum aufgelegt.

Phase 6: Einbau Kellergeschoß

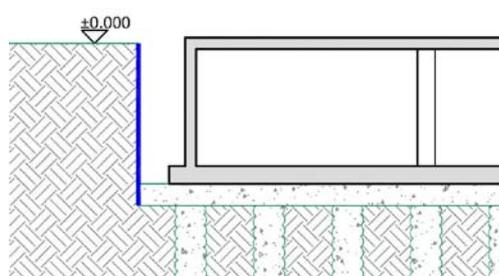


Abb. 58: Skizze Phase 6

Nun wird der Rest des Kellergeschoßes, d.h. die Kellerwände, die Stützen und die Kellerdecke, ebenfalls mit einer Güte von C25/30 eingebaut.

Phase 7: Wiederverfüllung

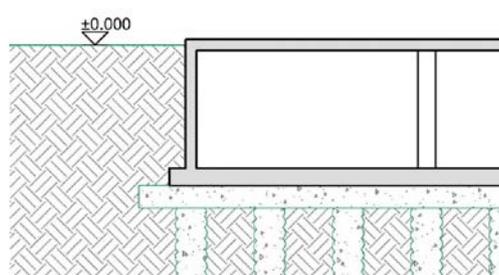


Abb. 59: Skizze Phase 7

Die Baugrube wird mit dem Aushubmaterial wiederverfüllt und die Membran entfernt.

Phase 8: Belastung

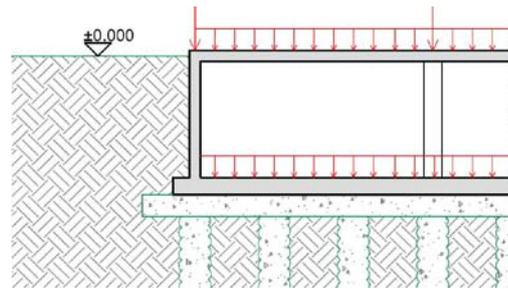


Abb. 60: Skizze Phase 8

Die oberen Geschosse werden als Lasten aufgebracht. Das gleiche gilt für den Fußbodenaufbau, die Fassade des Erdgeschosses und die Nutzlast.

5.5 Ergebnisse Plaxis 3D

Die Erwartungen bezüglich der Maximalsetzungen spiegeln sich in den Ergebnissen wieder, d.h. je höher die Steifigkeit der Gründungselemente ist, desto kleinere Setzungen ergaben die Berechnungen. Dies kann man sehr gut anhand der Tab. 10 erkennen.

Tab. 10: Zusammenstellung der Ergebnisse der Variantenstudie

	HSS			HS			HSS/HS [%]	
	$ u_{\max} $ [mm]	$ u_{\text{diff}} $ [mm]	η -	$ u_{\max} $ [mm]	$ u_{\text{diff}} $ [mm]	η -		
Flachgründung	50.6	11.3	100%	65.7	13.5	100%	77%	
Rüttelstopfgründung	41.3	10.8	122%	50.1	11.7	131%	83%	
Hybridgrün.	RSV um 1 m länger	27.2	5.0	186%	35.1	5.7	187%	78%
	normal	24.3	4.1	209%	32.3	5.4	204%	75%
	ohne RSV	13.0	3.1	390%	20.5	4.7	320%	63%
ohne RSV u. Kiestrags.	8.4	2.6	602%	9.1	3.3	725%	93%	
Betonstopfsäulengründung	10.5	4.6	481%	18.9	7.1	348%	56%	
Bohrpfahlgründung	12.9	3.1	392%	22.2	6.2	295%	58%	

Nachfolgend werden die Varianten mithilfe der Setzungskurven über die Tiefe und Normalkraftverläufe miteinander verglichen und analysiert. Dabei wurde die Flachgründung in jedes Diagramm der Setzungen als Vergleich mit abgebildet. Die Setzungen wurden nur bis zu einer Tiefe von 40 m dargestellt, da sich darunter die Setzung nur mehr geringfügig ändert. Anhand der Setzungslinie der Flachgründung kann man erkennen, dass bei diesem Beispiel das Ziel der Gründungsverfahren das Überbrücken oder Verbessern der weichen Seetonschicht ist, die mehr als 95% der Gesamtsetzung erzeugt.

In der Abb. 61 kann man nun gut erkennen, dass es sich bei der Rüttelstopfverdichtung um eine Bodenverbesserungsmaßnahme handelt, da der Unterschied der Setzung, unabhängig davon ob sie im Pfahl oder zwischen den Pfählen betrachtet wird, sehr gering ausfällt. Auch der Setzungsverbesserungsfaktor von $\eta = 122\%$ ist im Gegensatz zu allen anderen hier gerechneten Gründungen sehr klein. Die Verbesserung der Setzungsdifferenz fällt sogar noch kleiner aus. Da sich der Boden bzw. der Seeton zwischen den Pfählen im oberen Bereich mehr setzt als die Schottersäulen, kommt es zu einer negativen Mantelreibung, die die Tragfähigkeit der Säulen verringert, jedoch in diesem Fall nicht zu verhindern ist. Diesen Effekt erkennt man gut am Normalkraftverlauf innerhalb der Schottersäule, der nach unten hin zunimmt, siehe dazu Abb. 65.

Die Hybridgründung hat mit einem Setzungsverbesserungsfaktor von $\eta = 209\%$ eine relativ gute Setzungsverbesserungsfaktor. In der Abb. 62 ist nun zu erkennen, dass aufgrund der weichen Kiestragschicht und Schottersäulen, die zwischen die steife Bodenplatte und die Betonstopfsäulen zu liegen kommen, hier der Großteil der Setzungen erzeugt wird (bis zu $2/3$ der Gesamtsetzung). Das heißt die Setzung kann mit der Länge der Schottersäulen gesteuert werden. Weiters kann man nun erkennen, dass bis etwa der halben Länge der Betonstopfsäulen die Setzungen des umgebenden Bodens größer sind als die Setzungen innerhalb der Pfähle. Dies geschieht aufgrund des Einstanzens der Betonstopfsäulen in die Schottersäulen. Dadurch kommt es hier zu einer hohen negativen Mantelreibung. Der Verlauf der Normalkraft des meistbelasteten Pfahles in Abb. 65 zeigt, dass aufgrund der negativen Mantelreibung sich die Normalkraft bis auf das Dreifache erhöht.

Die Betonstopfsäulen- und Bohrpfahlgründung haben einen qualitativ ähnlichen Verlauf der Setzungskurven und Normalkraftverläufe der Pfähle. Die Setzungen innerhalb der Pfähle sind aufgrund der hohen Steifigkeit des Betons nahezu linear. Unter den Pfählen kommt es zu einer punktförmigen Lasteinleitung in die Kiestragschicht, die sich aufgrund der hohen Last an dieser Stelle stark staucht. In Abb. 66 ist anhand des Knickes im Übergang zwischen Seeton und Kies des Normalkraftverlaufes sowie dem darauffolgenden stärkeren Abfall der Normalkraft die Abtragung der Last mithilfe der Mantelreibung in der Kiesschicht zu erkennen.

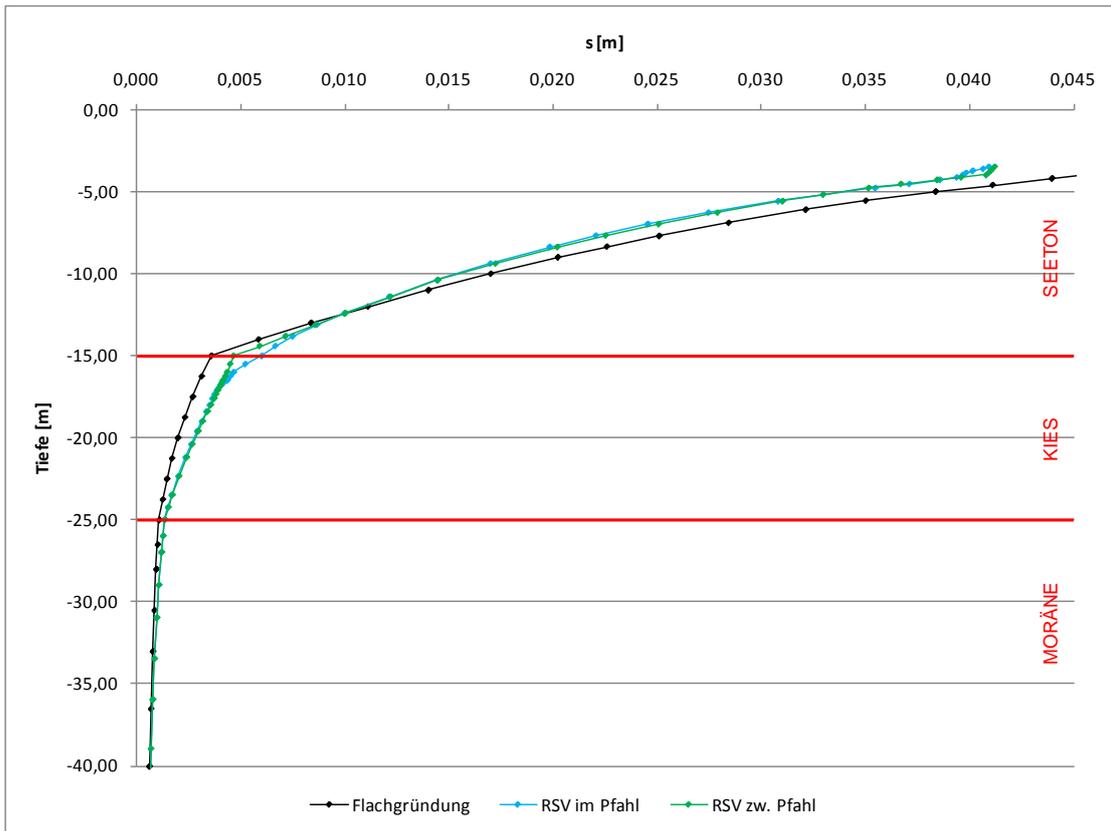


Abb. 61: Rüttelstopfgründung, Setzung über die Tiefe

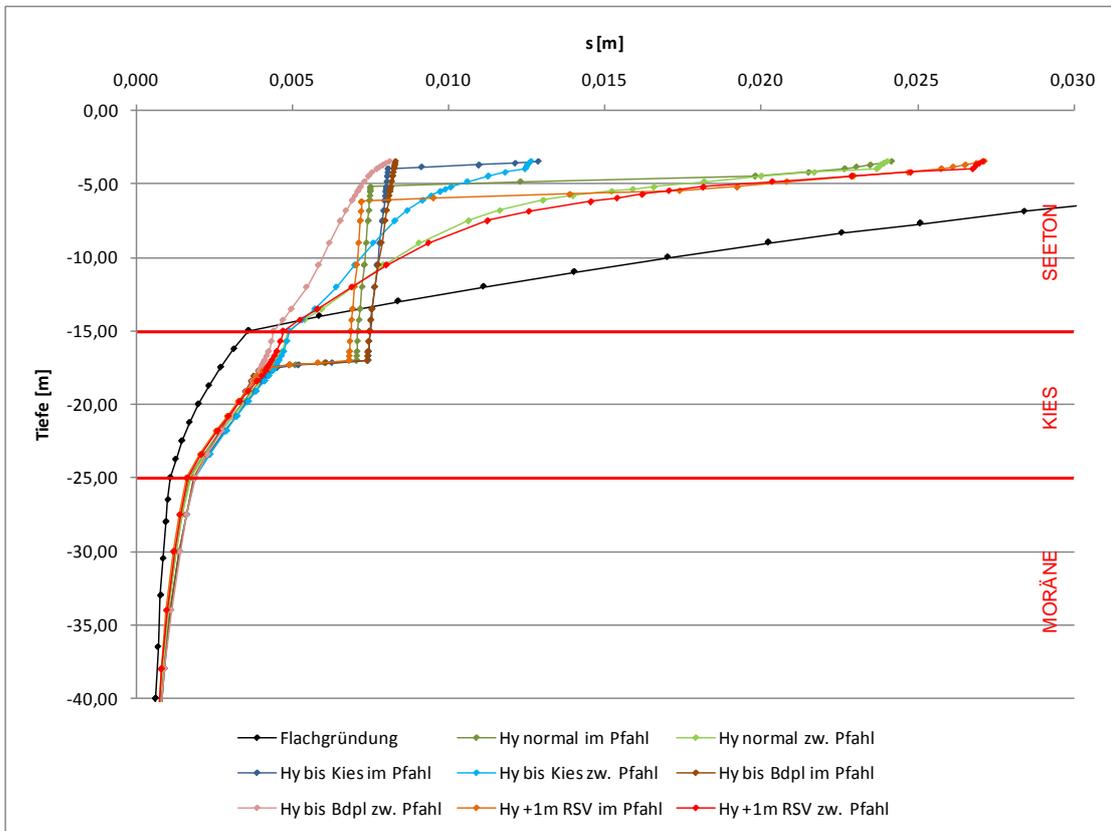


Abb. 62: Hybridgründungen, Setzung über die Tiefe

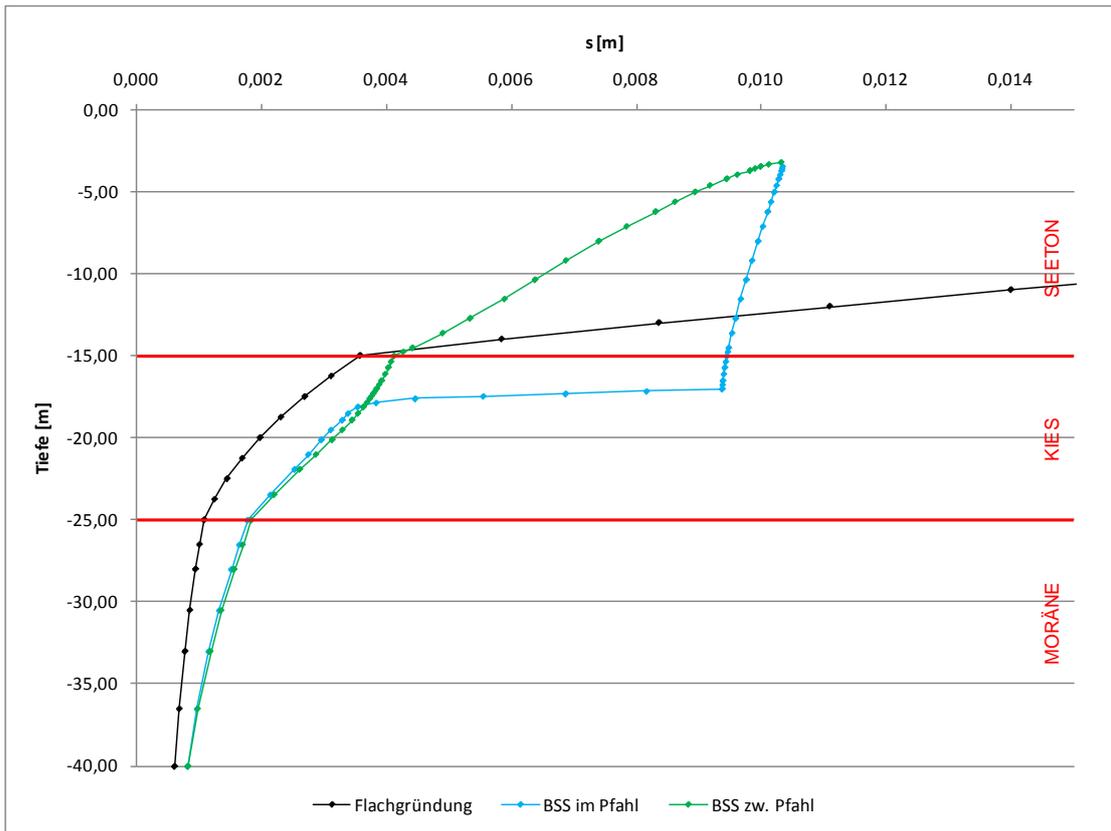


Abb. 63: Betonstopfsäulengründung, Setzung über die Tiefe

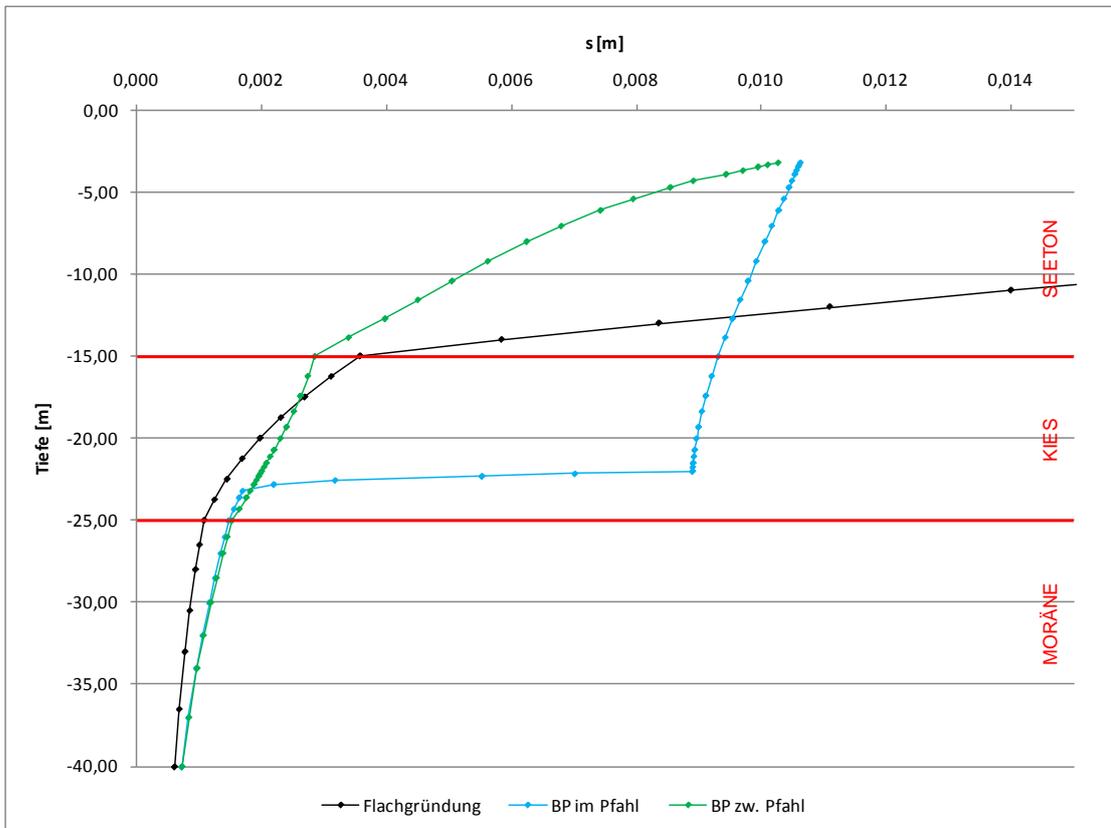


Abb. 64: Bohrpfahlgründung, Setzung über die Tiefe

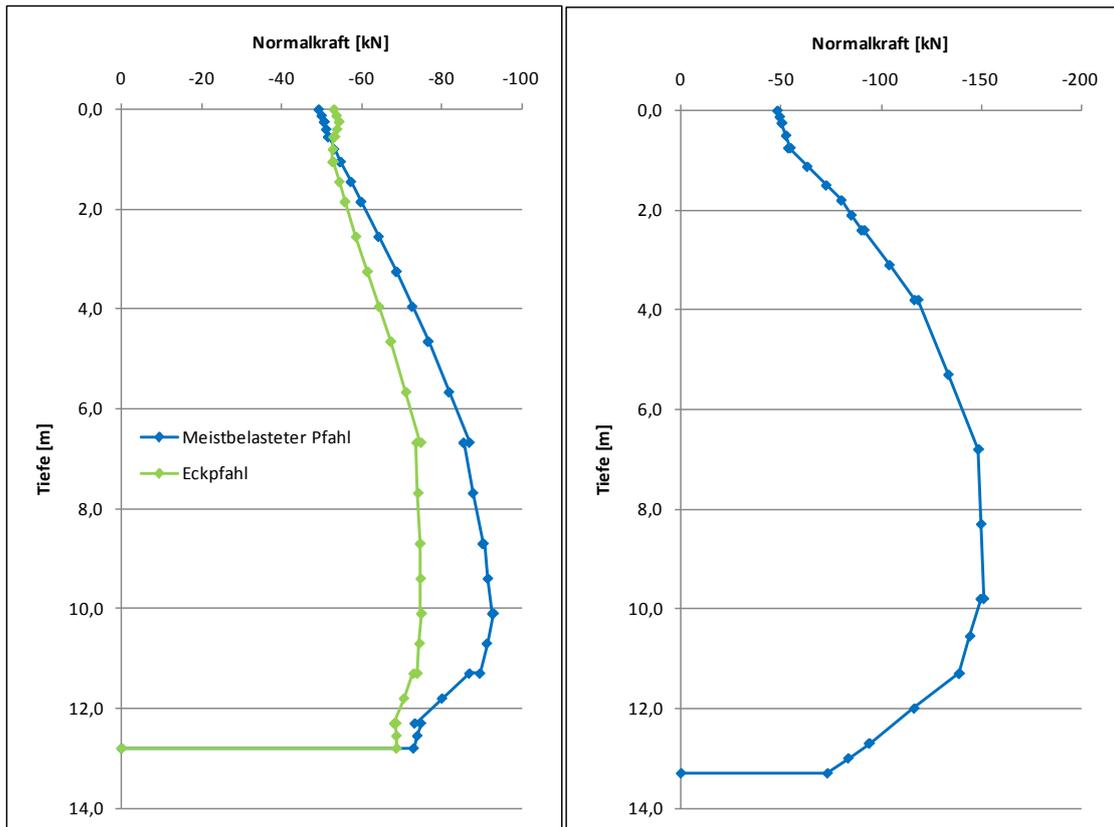


Abb. 65: Pfahlkräfte, Links Rüttelstopfgründung, Rechts Hybridgründung

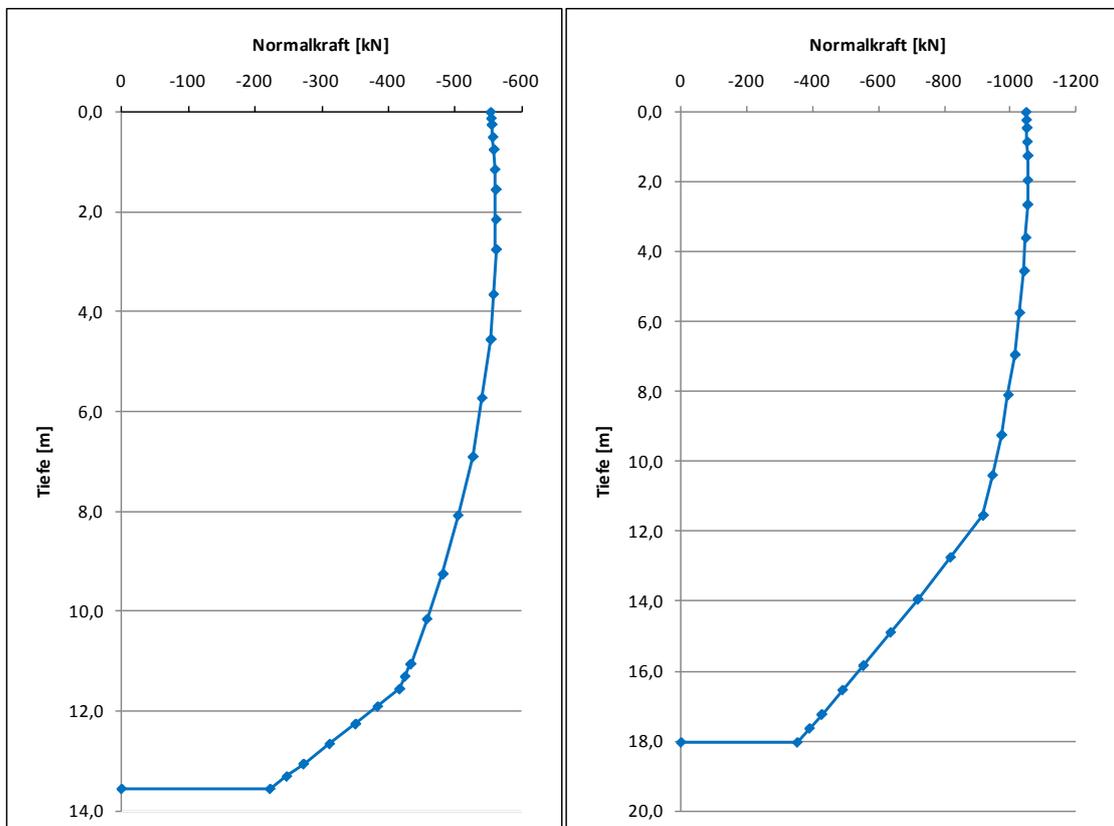


Abb. 66: Pfahlkräfte, Links Betonstopfsäulengründung, Rechts Bohrpfahlgründung

5.6 Bemessung der Bodenplatte

Exemplarisch wird die Betonbaubemessung der Bodenplatte am Beispiel der Flachgründung durchgeführt. Die vollständigen Berechnungen sind auf CD festgehalten.

5.6.1 Allgemeine Bemessung

Betondeckung: ^[13] ^[17]

Die Betondeckung wurde nach ÖNORM EN 1992-1-1 und B 1992-1-1 Kapitel 4.4 berechnet.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10,00 \text{ mm}\}$$

$$c_{min,b} = \text{Mindestbetondeckung aus dem Verbundkriterium} \rightarrow \text{nicht maßgebend!}$$

$$c_{min,dur} = 25,00 \text{ mm (Mindestbetondeckung aus Umgebungsbedingungen, Expositionsklasse XC)} \rightarrow \text{maßgebend!}$$

$$\Delta c_{dur,y} = 0,00 \text{ mm (additives Sicherheitselement)}$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0,00 \text{ mm (Verringerung der Betondeckung wegen Verwendung rostfreien Stahls)}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0,00 \text{ mm (Verringerung der Betondeckung aufgrund zusätzlicher Schutzmaßnahmen)}$$

$$\Delta c_{dev} = 5,00 \text{ mm (Vorhaltemaß)}$$

$$c_{nom} = 25,00 + 5,00 = 30,0 \text{ mm}$$

$$c_{gew} = 30,0 \text{ mm}$$

Mindestbewehrung: ^[13] ^[17]

Die Mindestbewehrung wurde nach ÖNORM EN 1992-1-1 und B 1992-1-1 Kapitel 4.4 berechnet.

Mindestbewehrung für Bodenplatte $d = 40 \text{ cm}$

$$a_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$b_t = 1,0 \text{ m}$$

$$d = h - 0,05 = 0,4 - 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$a_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 1,0 \cdot 0,35 = 4,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,35 = 4,55 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{maßgebend!}$$

Mindestbewehrung für Bodenplatte $d = 65 \text{ cm}$

$$a_{s,\min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$b_t = 1,0\text{m}$$

$$d = h - 0,05 = 0,65 - 0,05 = 0,6\text{m}$$

$$a_{s,\min} \geq 0,26 \cdot \frac{2,6}{550} \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 10^4 = 7,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,\min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 10^4 = 7,8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{maßgebend!}$$

Bemessung der Bodenplatte auf Biegung und Querkraft:

Diese Bemessung wurde im Programm RFEM durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde, wie vorangegangen bereits erklärt, die Setzung aus Plaxis direkt auf die Bodenplatte aufgebracht und die Momente bzw. Querkräfte berechnet. In dieser Berechnung wurden die unterschiedlichen Lastaufbringungsvarianten 1 bis 3 für die Flachgründung und Bohrpfehlgründung miteinander verglichen. Die Ergebnisse werden im Kapitel 5.7 erläutert.

LF1: V3: M x 1.4
LF-Faktor: 1.40
Flächen m-x

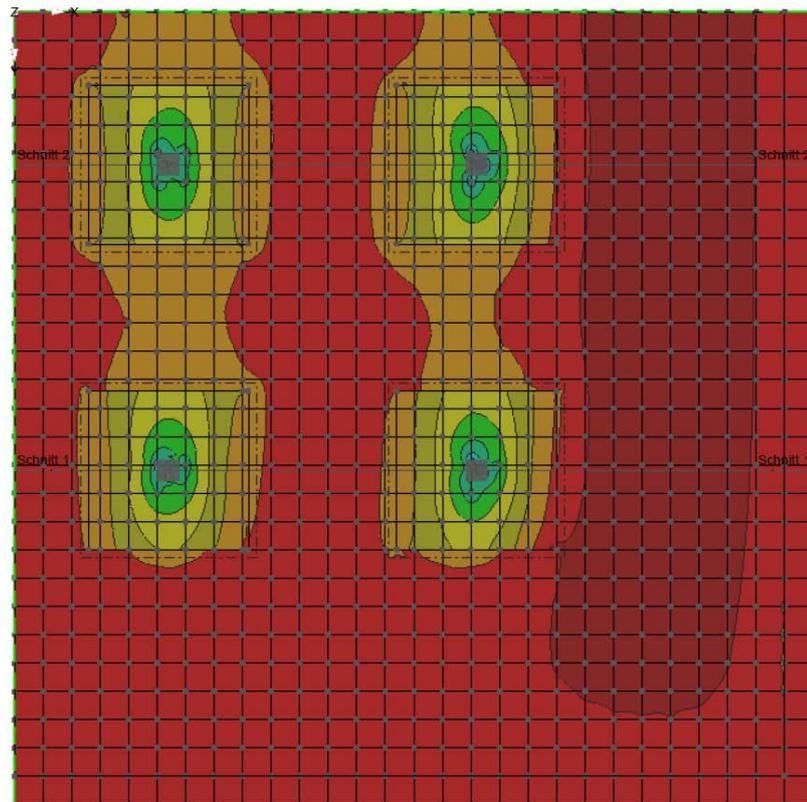
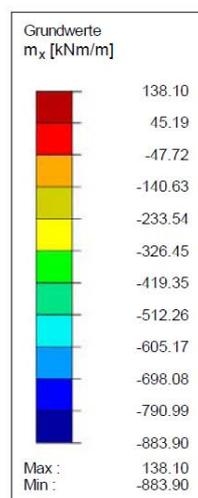


Abb. 67: Schnittgröße m_x aus RFEM

LF1: V3: M x 1.4
 LF-Faktor: 1.40
 Flächen v-x

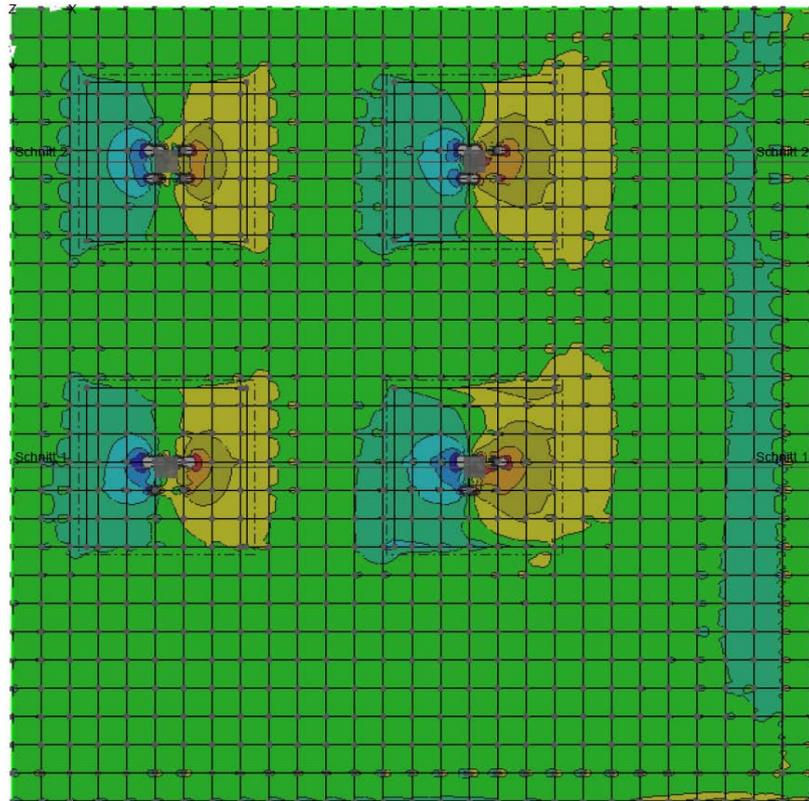
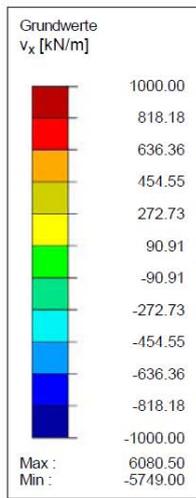


Abb. 68: Schnittgröße V_x aus RFEM

RF-BETON Flächen FA1
 Stahlbeton-Bemessung
 Flächen a-s,1 oben

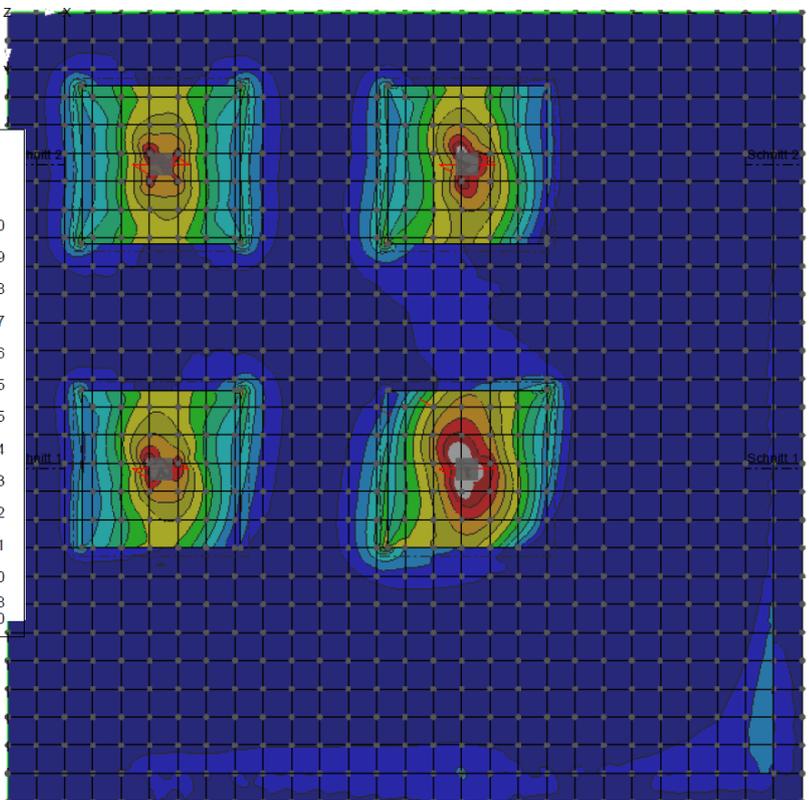
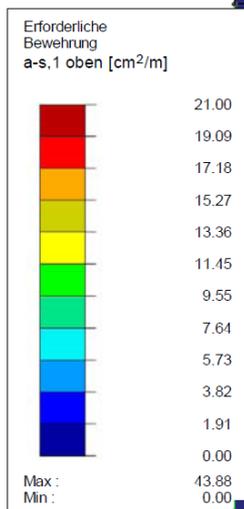


Abb. 69: Erforderliche Biegebewehrung unten laut RFEM

RF-BETON Flächen FA1
 Stahlbeton-Bemessung
 Flächen a-s,1 unten

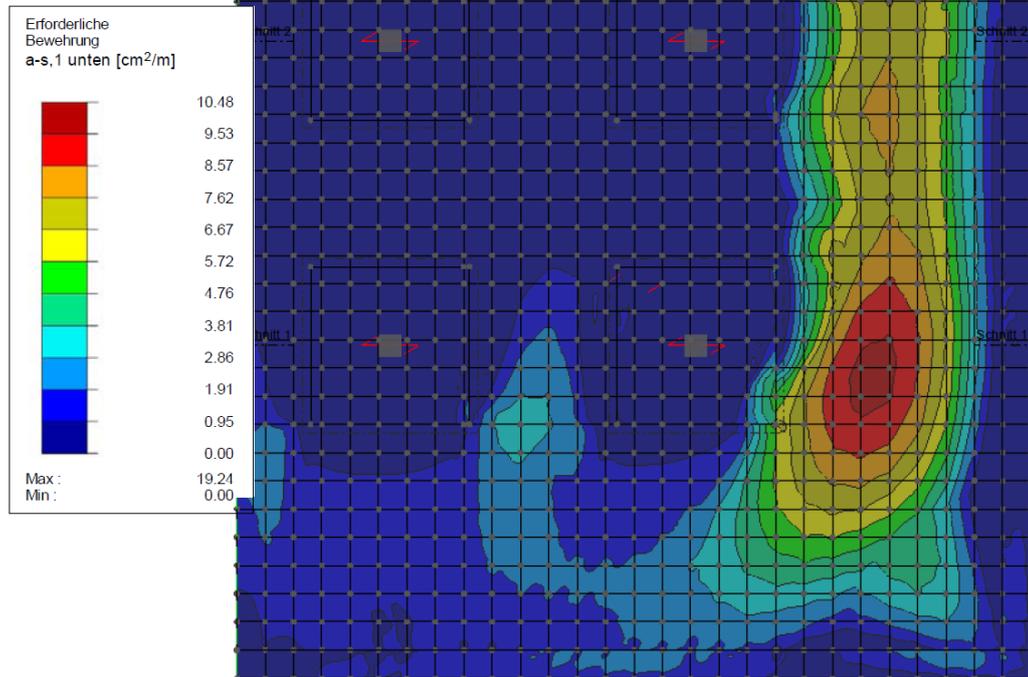


Abb. 70: Erforderliche Biegebewehrung oben laut RFEM

RF-BETON Flächen FA1
 Stahlbeton-Bemessung
 Flächen a-sw

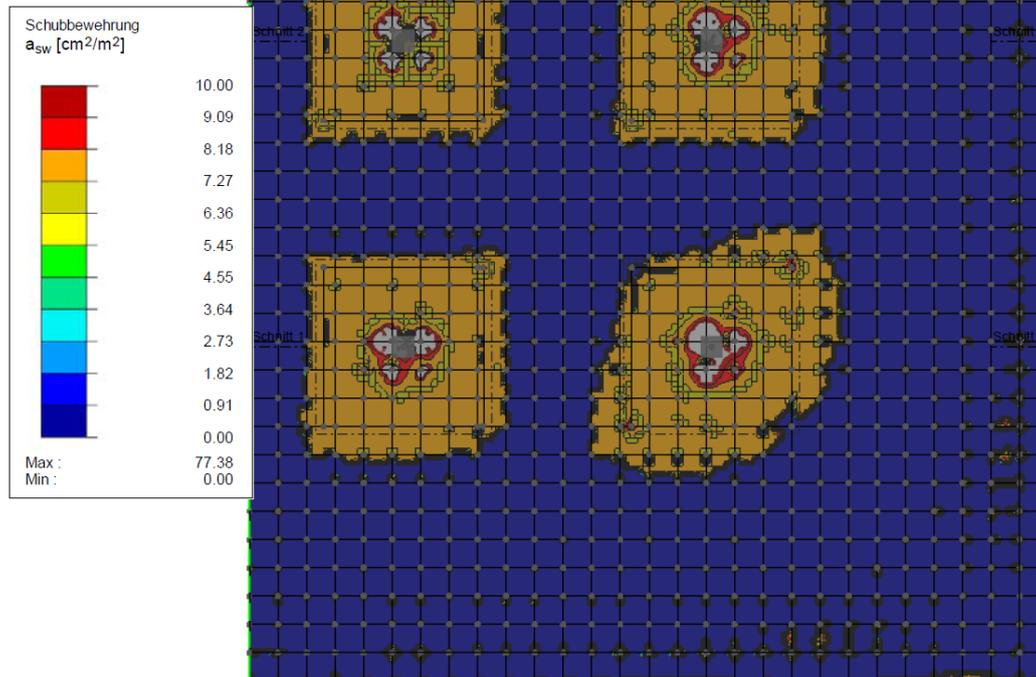


Abb. 71: Erforderliche Querkraftbewehrung laut RFEM

5.6.2 Detailbemessung

Rissbreitennachweis:

Der Rissbreitennachweis unter der Gebrauchslast wurde mit dem Programm ConDim gerechnet. Dazu wurden die Belastungen der Lastaufbringungs-Variante 1 entnommen.

Beschränkung der Rißbreite unter Lastbeanspruchung

Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3

ANGABEN

Gebrauchslasten: M = 95.60 [kNm] N = 0.00 [kN]

Bewehrung: $A_{s,u}$ = 10.48 [cm²] $A_{s,o}$ = 5.24 [cm²]

Dauerlastanteil: p_d/p = 0.70

Rißbreite: w_k = 0.30 [mm]

ERGEBNISSE

Stahlspannung σ_s = 194 MN/m²

Zugzonenhöhe (Zustand 1) h_t = 0.200 m

Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand : d_{sg} = 25 mm
(für Rißbreite w_k = 0.30 mm)

oder Höchstwert der Stababstände : s_{max} = 257 mm

Berechnen Beenden

Abb. 72: Nachweis der Rissbreite in ConDim 6.1

Durchstanznachweis: [17]

Der Durchstanznachweis wird laut ÖNORM EN 1992-1-1 Kapitel 6.4 mithilfe des Programmes ConDim gerechnet. Die Durchstanzlast wurde um den Anteil der Bodenpressung, die aus den Plaxis-Ergebnissen abgeschätzt wurde, verringert. Die Lasten sind der Lastaufbringungs-Variante 2 entnommen worden.

Stütze B/2:

$$\sigma_{yy} \approx 70,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{yy,d} \approx 70,0 \cdot 1,4 = 98,0 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Sd} = F_{\text{Stütze B/2,d}} + A \cdot [1,35 \cdot g_2 + 1,5 \cdot (q_1 + q_2)] + 1,35 \cdot G_s =$$

$$= 2138,4 + 5,94 \cdot 5,94 \cdot [1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot (3,0 + 0,5)] + 1,35 \cdot 12 = 2411,3 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{\text{crit}} = 0,4 \cdot 0,4 + 4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 + \pi \cdot 1,2^2 = 6,60 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Sd} = V_{Sd} - \sigma_{yy} \cdot A_{\text{crit}} = 2411,3 - 98,0 \cdot 6,6 = 1764,5 \text{ kN/m}^2$$

Norm: ÖN EC2-1-1

Platte

Beton: C25/30

Bewehrung: BSt 550

Plattenstärke: h = 0.640 [m]

Randabstand: h₁ = 0.050 [m]

Stützweite: L = 5.40 [m]

Bewehrung: a_{sx} = 19.50 [cm²/m]

a_{sy} = 19.50 [cm²/m]

Durchstanzbewehrung:

Wirkungsricht.: α = 90 [°]

Radialer Abst.: s_r = 0.200 [m]

Tangent. Abst.: s_t = 0.200 [m]

Stütze

Querschnitt:

Breite: 0.400 [m] b=h

Höhe: 0.400 [m] h=b

Stützenart:

Manuelle Eingabe: β = 1.15

Plattenüberstände:

längs: a_x = 0.000 [m] a=0

quer: a_y = 0.000 [m] a=0

Reduktion krit. Umfang: ΔU = 0.00 [m]

Durchstanzlast: V_{Sd} = 1764.50 [kN]

Ergebnis

V_{Rdc} = 2041.43 kN V_{Sd} = 0.994 × V_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

max V_{Sd1} = 1.65 × V_{Rdc} = 3368.35 kN (für Bügel)

max V_{Sd2} = 2.0 × V_{Rdc} = 4082.85 kN (für Dübelleisten)

erf A_{sv} = 0.00 cm²

Berechnen **Detailergebnisse** **Drucken** **Beenden**

Abb. 73: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stütze B/2

Stützen C/2 und B/3:

$$\sigma_{yy} \approx 70,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{yy,d} \approx 70,0 \cdot 1,4 = 98,0 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Sd} = F_{\text{Stütze C/2 und B/3,d}} + A \cdot [1,35 \cdot g_2 + 1,5 \cdot (q_1 + q_2)] + 1,35 \cdot G_s =$$

$$= 1949,9 + 5,4 \cdot 5,94 \cdot [1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot (3,0 + 0,5)] + 1,35 \cdot 12 = 2199,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{\text{crit}} = 0,4 \cdot 0,4 + 4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 + \pi \cdot 1,2^2 = 6,60 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Sd} = V_{Sd} - \sigma_{yy} \cdot A_{\text{crit}} = 2199,5 - 98,0 \cdot 6,6 = 1552,7 \text{ kN/m}^2$$

Norm: ÖN EC2-1-1

Platte

Beton: C25/30

Bewehrung: BSt 550

Plattenstärke: $h = 0.640$ [m]

Randabstand: $h_1 = 0.050$ [m]

Stützweite: $L = 5.40$ [m]

Bewehrung: $a_{sx} = 13.50$ [cm²/m]

$a_{sy} = 13.50$ [cm²/m]

Durchstanzbewehrung:

Wirkungsricht.: $\alpha = 90$ [°]

Radialer Abst.: $s_r = 0.200$ [m]

Tangent. Abst.: $s_t = 0.200$ [m]

Stütze

Querschnitt:

Breite: 0.400 [m] $b=h$

Höhe: 0.400 [m] $h=b$

Stützenart:

Manuelle Eingabe: $\beta = 1.15$

Plattenüberstände:

längs: $a_x = 0.000$ [m] $\beta=0$

quer: $a_y = 0.000$ [m] $\beta=0$

Reduktion krit. Umfang: $\Delta U = 0.00$ [m]

Durchstanzlast: $V_{Sd} = 1552.70$ [kN]

Ergebnis

$V_{Rdc} = 1805.93$ kN $V_{Sd} = 0.989 \times V_{Rdc}$

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

$\max V_{Sd1} = 1.65 \times V_{Rdc} = 2979.78$ kN (für Bügel)

$\max V_{Sd2} = 2.0 \times V_{Rdc} = 3611.85$ kN (für Dübelleisten)

$\text{erf } A_{sv} = 0.00$ cm²

Berechnen Detailergebnisse Drucken Beenden

Abb. 74: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stützen C/2 und B/3

Stütze C/3:

$$\sigma_{yy} \approx 70,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{yy,d} \approx 70,0 \cdot 1,4 = 98,0 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Sd} = F_{\text{Stütze C/3,d}} + A \cdot [1,35 \cdot g_2 + 1,5 \cdot (q_1 + q_2)] + 1,35 \cdot G_s =$$

$$= 1778,5 + 5,4 \cdot 5,4 \cdot [1,35 \cdot 1,5 + 1,5 \cdot (3,0 + 0,5)] + 1,35 \cdot 12 = 2006,9 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{\text{crit}} = 0,4 \cdot 0,4 + 4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 + \pi \cdot 1,2^2 = 6,60 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Sd} = V_{Sd} - \sigma_{yy} \cdot A_{\text{crit}} = 2006,9 - 98 \cdot 6,6 = 1360,1 \text{ kN/m}^2$$

Abb. 75: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stütze C/3

5.7 Ergebnisse / Interpretation

Nachfolgend werden die Ergebnisse miteinander verglichen und interpretiert. Zu Beginn wurden die Lastaufbringungs-Varianten für die Flach- und Bohrpfahlgründung untersucht und miteinander verglichen. In den Berechnungsergebnissen, siehe dazu die Tab. 11, erkennt man, dass zwischen der Variante 2 (Aufbringen der Lasten im Plaxis laut Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)) und der Variante 3 (Aufbringen der Lasten in Plaxis laut Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und Multiplikation dieses Lastfalles im RFEM mit 1,4 zur Ermittlung des

Traglastzustandes) Unterschiede des Feldmomentes von bis zu 15 % zu erkennen sind. Die Variante 3 entspricht auch genau dem 1,4-fachen der Variante 1 (Aufbringen der Lasten in Plaxis laut Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)). Für die weitere Bearbeitung wurde die Variante 3 gewählt, da sie das tatsächliche Bodenverhalten am besten beschreibt und die lt. EC anzusetzende Sicherheit für die Bemessung der Bodenplatte logisch richtig berücksichtigt werden.

Es ist weiters zu erkennen, dass bei punktförmiger Belastung die Bodenplatte bei allen Hybridgründungs-Varianten nahezu die gleichen Momente aufweist.

Tab. 11: Maximale Momente und Querkräfte laut RFEM

		Bodenplatte		Aufdickungen	
		$M_{x,max}$ [kNm]	$ V_{x,max} $ [kN]	$M_{x,min}$ [kNm]	$ V_{x,max} $ [kN]
Flachgründung					
Variante 1 (SLS!)		95.6	183.1	-395.4	496.2
Variante 2		118.1	245.8	-563.7	778.9
Variante 3		133.9	256.4	-553.6	694.6
Rüttelstopfgründung					
Variante 3		123.2	254.9	-528.4	832.8
Hybridgründung	RSV um 1 m länger				
	Variante 3	92.9	173.6	-344.9	504.6
	normal				
	Variante 3	93.5	173.7	-350.1	516.3
	ohne RSV				
	Variante 3	84.1	178.7	-357.2	511.0
	ohne RSV u. Kiestrags.				
Variante 3	78.3	252.9	-343.3	478.3	
Betonstopfsäulengründung					
Variante 3		29.1	61.0	-222.3	422.4
Bohrpfahlgründung					
Variante 1 (SLS!)		29.2	92.9	88.5	147.6
Variante 2		40.4	142.1	-149.0	193.8
Variante 3		40.8	130.1	-123.9	206.6

2 max.

1 min.

Da für die Wahl der Bewehrungsmenge der Aufdickungen der Bodenplatte der maximale Wert aus drei Nachweisen herangezogen werden muss, werden nachfolgend für die flächigen Bodengründungen Auszüge aus der Durchstanzberechnung und deren Ergebnisse dargestellt, siehe Tab. 12.

Für die Hybridgründung ist hervorzuheben, dass für die Wahl der Bewehrung bei den Bodenplattenaufdickungen der Durchstanznachweis maßgebend ist. Dadurch

wird die aus der Biegebemessung der Bodenplatte erforderliche Bewehrung im Stützenbereich nicht maßgebend.

Tab. 12: Berechnungen der erforderlichen Bewehrung für die Bodenplatten-Aufdickungen

Die Ergebnisse der Massenkalkulationen wurden separat für Stahl- und Betonmassen miteinander verglichen, wobei sich die Prozentangaben immer auf die Flachgründung (100%) beziehen, siehe dazu Tab. 13. Die Preis-Kalkulationen selbst können dem Anhang entnommen werden.

Sämtliche Massen wurden aus den CAD-Zeichnungen abgeleitet.

Tab. 13: Ergebnis der Preiskalkulationen

	Stahl [kg]	Stahl in % Fl.Gr. = 100%	Beton [m ³]	Beton in % Fl.Gr. = 100%	Preis [€/m ²]	Preis in % Fl.Gr. = 100%
Flachgründung	30266	100%	350.9	100%	89.73	100%
Rüttelstopfgründung	29213	97%	350.9	100%	88.41	99%
Hybridgründung	27748	92%	350.9	100%	86.58	96%
Betonstopfsäulengründung	27748	92%	339.7	97%	84.89	95%
Bohrpfahlgründung	20773	69%	313.6	89%	72.25	81%

Die flächigen Gründungsvarianten besitzen aufgrund des Durchstanzens der Stützen und der flächigen Lasteinleitung in den Boden gleiche Betonkubaturen. Der maßgebende Unterschied liegt hier in den Stahlmassen. Man kann nun erkennen, dass eine Baugrundverbesserung zu einer Verringerung der benötigten Bewehrungsmenge und folglich auch zu einem wirtschaftlicheren Preis der Bodenplatte führt. Allerdings bringt bei einer punktförmigen Belastung der Bodenplatte eine Erhöhung der flächigen Bodensteifigkeit nur bis zu einem gewissen Grad eine Optimierung des Preises der Bodenplatte. Dies ist auf den Durchstanznachweis zurückzuführen, der hauptsächlich von den Stützenlasten abhängig ist. Nach den vorliegenden Ergebnissen kann man feststellen, dass flächige Bodenverbesserungen den gewünschten Effekt einer Verringerung der Momente in der Bodenplatte erbringen, jedoch nur in einem sehr geringen Umfang. Für gleichförmige oder aber auch Linienförmige Lasten wird dieser Umstand in einem viel größeren Umfang auftreten.

Die sehr hohe Einsparnis durch die Gründung mittels Bohrpfählen begründet sich darauf, dass die Lasten aus den Stützen direkt in die Bohrpfähle weitergeleitet werden und die Bodenplatte somit einer Decke gleich kommt. Die geringen Nutzlasten und Lasten aus dem Bodenaufbau kann zwischen den Pfählen die Bodenplatte über Biegung bzw. einen Teil der Boden selbst aufnehmen.

6 Anhang

6.1 Preis-Kalkulationen

PREISANSÄTZE		Exkl. MWST (Inkl. Umgelegter Baustellengemeinkosten)	
Betrachtungszeitpunkt Oktober 2010			
Mittellohnpreis		40.00	[€/Std.]
Bodenplatte d = 40 cm mit Aufdickungen auf d = 65 cm			
	Beton	Aufwand [Std. / m ³]	[€ / m ³]
LOHN	C25/30/B3	0.45	18.00
SONSTIGES	C25/30/B3		90.00
Σ Beton			108.00
	Beton Aufdickung	Aufwand [Std. / m ³]	[€ / m ³]
LOHN	C25/30/B3	0.70	28.00
SONSTIGES	C25/30/B3		90.00
Σ Beton			118.00
	Schalung seitlich	Aufwand [Std. / m ²]	[€ / m ²]
LOHN		1.00	40.00
SONSTIGES			14.00
Σ Schalung			54.00
	Bewehrung Stabstahl	Aufwand [Std. / kg]	[€ / kg]
LOHN	BSt 550	0.01	0.40
SONSTIGES	BSt 550		0.58
Σ Baustahl			0.98

Flachgründung Variante 3			
<u>Seitliche Schalung:</u>			
Schal. bez. auf 1 m ² Bdpl.	44.80 [m ²]	/ 784.00 [m ²]	= 0.06 [m ² /m ²]
Lohn (Ein- und Ausschalen)	1.00 [h/m ²]	x 40.00 [€/h]	x 0.06 [m ² /m ²] = 2.29 [€/m ²]
Material		14.00 [€/m ²]	x 0.06 [m ² /m ²] = 0.80 [€/m ²]
Gesamtkosten Schalung		Σ 3.09 [€/m ²]	3.44 [%]
<u>Bewehrung:</u>			
Bew. bez. auf 1 m ² Bdpl.	30.266 [kg]	/ 784.00 [m ²]	= 38.60 [kg/m ²]
Lohn	0.01 [h/kg]	x 40.00 [€/h]	x 38.60 [kg/m ²] = 15.44 [€/m ²]
Material		0.58 [€/kg]	x 38.60 [kg/m ²] = 22.39
Gesamtkosten Bewehrung		Σ 37.83 [€/m ²]	42.16 [%]
<u>Beton:</u>			
d=40cm	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	313.60 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.40 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.45 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.40 [m ³ /m ²] = 7.20 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.40 [m ³ /m ²] = 36.00 [€/m ²]
Aufdick.	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	37.28 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.05 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.70 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.05 [m ³ /m ²] = 1.33 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.05 [m ³ /m ²] = 4.28 [€/m ²]
Gesamtkosten Beton		Σ 48.81 [€/m ²]	54.40 [%]
Gesamtpreis der Bodenplatte / [m²]		Σ 89.73 [€/m ²]	100.00 [%]

Rüttelstopfgründung Variante 3			
<u>Seitliche Schalung:</u>			
Schal. bez. auf 1 m ² Bdpl.	44.80 [m ²]	/ 784.00 [m ²]	= 0.06 [m ² /m ²]
Lohn (Ein- und Ausschalen)	1.00 [h/m ²]	x 40.00 [€/h]	x 0.06 [m ² /m ²] = 2.29 [€/m ²]
Material		14.00 [€/m ²]	x 0.06 [m ² /m ²] = 0.80 [€/m ²]
Gesamtpreis seitliche Schalung		Σ 3.09 [€/m ²]	3.49 [%]
<u>Bewehrung:</u>			
Bew. bez. auf 1 m ² Bdpl.	29.213 [kg]	/ 784.00 [m ²]	= 37.26 [kg/m ²]
Lohn	0.01 [h/kg]	x 40.00 [€/h]	x 37.26 [kg/m ²] = 14.90 [€/m ²]
Material		0.58 [€/kg]	x 37.26 [kg/m ²] = 21.61
Gesamtkosten Bewehrung		Σ 36.52 [€/m ²]	41.30 [%]
<u>Beton:</u>			
d=40cm	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	313.60 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.40 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.45 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.40 [m ³ /m ²] = 7.20 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.40 [m ³ /m ²] = 36.00 [€/m ²]
Aufdick.	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	37.28 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.05 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.70 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.05 [m ³ /m ²] = 1.33 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.05 [m ³ /m ²] = 4.28 [€/m ²]
Gesamtkosten Beton		Σ 48.81 [€/m ²]	55.21 [%]
Gesamtpreis der Bodenplatte / [m²]			Σ 88.41 [€/m ²] 100.00 [%]

Hybridgründung Variante 3			
<u>Seitliche Schalung:</u>			
Schal. bez. auf 1 m ² Bdpl.	44.80 [m ²]	/ 784.00 [m ²]	= 0.06 [m ² /m ²]
Lohn (Ein- und Ausschalen)	1.00 [h/m ²]	x 40.00 [€/h]	x 0.06 [m ² /m ²] = 2.29 [€/m ²]
Material		14.00 [€/m ²]	x 0.06 [m ² /m ²] = 0.80 [€/m ²]
Gesamtpreis seitliche Schalung		Σ 3.09 [€/m ²]	3.56 [%]
<u>Bewehrung:</u>			
Bew. bez. auf 1 m ² Bdpl.	27.748 [kg]	/ 784.00 [m ²]	= 35.39 [kg/m ²]
Lohn	0.01 [h/kg]	x 40.00 [€/h]	x 35.39 [kg/m ²] = 14.16 [€/m ²]
Material		0.58 [€/kg]	x 35.39 [kg/m ²] = 20.53
Gesamtkosten Bewehrung		Σ 34.69 [€/m ²]	40.06 [%]
<u>Beton:</u>			
d=40cm	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	313.60 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.40 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.45 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.40 [m ³ /m ²] = 7.20 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.40 [m ³ /m ²] = 36.00 [€/m ²]
Aufdick.	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	37.28 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.05 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.70 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.05 [m ³ /m ²] = 1.33 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.05 [m ³ /m ²] = 4.28 [€/m ²]
Gesamtkosten Beton		Σ 48.81 [€/m ²]	56.38 [%]
Gesamtpreis der Bodenplatte / [m²]		Σ 86.58 [€/m ²]	100.00 [%]

Betonstopfsäulengründung Variante 3			
<u>Seitliche Schalung:</u>			
Schal. bez. auf 1 m ² Bdpl.	44.80 [m ²]	/ 784.00 [m ²]	= 0.06 [m ² /m ²]
Lohn (Ein- und Ausschalen)	1.00 [h/m ²]	x 40.00 [€/h]	x 0.06 [m ² /m ²] = 2.29 [€/m ²]
Material		14.00 [€/m ²]	x 0.06 [m ² /m ²] = 0.80 [€/m ²]
Gesamtpreis seitliche Schalung		Σ 3.09 [€/m ²]	3.63 [%]
<u>Bewehrung:</u>			
Bew. bez. auf 1 m ² Bdpl.	27.748 [kg]	/ 784.00 [m ²]	= 35.39 [kg/m ²]
Lohn	0.01 [h/kg]	x 40.00 [€/h]	x 35.39 [kg/m ²] = 14.16 [€/m ²]
Material		0.58 [€/kg]	x 35.39 [kg/m ²] = 20.53
Gesamtpreis Bewehrung		Σ 34.69 [€/m ²]	40.86 [%]
<u>Beton:</u>			
d=40cm	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	313.60 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.40 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.45 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.40 [m ³ /m ²] = 7.20 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.40 [m ³ /m ²] = 36.00 [€/m ²]
Aufdick.	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	26.05 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.03 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.70 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.03 [m ³ /m ²] = 0.93 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.03 [m ³ /m ²] = 2.99 [€/m ²]
Gesamtpreis Beton		Σ 47.12 [€/m ²]	55.51 [%]
Gesamtpreis der Bodenplatte / [m²]			Σ 84.89 [€/m ²] 100.00 [%]

Bohrpfahlgründung Variante 3			
<u>Seitliche Schalung:</u>			
Schal. bez. auf 1 m ² Bdpl.	44.80 [m ²]	/ 784.00 [m ²]	= 0.06 [m ² /m ²]
Lohn (Ein- und Ausschalen)	1.00 [h/m ²]	x 40.00 [€/h]	x 0.06 [m ² /m ²] = 2.29 [€/m ²]
Material		14.00 [€/m ²]	x 0.06 [m ² /m ²] = 0.80 [€/m ²]
Gesamtpreis seitliche Schalung		Σ 3.09 [€/m ²]	4.27 [%]
<u>Bewehrung:</u>			
Bew. bez. auf 1 m ² Bdpl.	20.773 [kg]	/ 784.00 [m ²]	= 26.50 [kg/m ²]
Lohn	0.01 [h/kg]	x 40.00 [€/h]	x 26.50 [kg/m ²] = 10.60 [€/m ²]
Material		0.58 [€/kg]	x 26.50 [kg/m ²] = 15.37
Gesamtpreis Bewehrung		Σ 25.97 [€/m ²]	35.94 [%]
<u>Beton:</u>			
d=40cm	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	313.60 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.40 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.45 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.40 [m ³ /m ²] = 7.20 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.40 [m ³ /m ²] = 36.00 [€/m ²]
Aufdick.	Beton bez. auf 1 m ² Bdpl.	0.00 [m ³]	/ 784.00 [m ²] = 0.00 [m ³ /m ²]
	Lohn	0.70 [h/m ³]	x 40.00 [€/h] x 0.00 [m ³ /m ²] = 0.00 [€/m ²]
	Material		90.00 [€/m ³] x 0.00 [m ³ /m ²] = 0.00 [€/m ²]
Gesamtpreis Beton		Σ 43.20 [€/m ²]	59.79 [%]
Gesamtpreis der Bodenplatte / [m²]		Σ 72.25 [€/m ²]	100.00 [%]

6.2 Dateien

Dateiname	Programm	Art der Berechnung	Stoffgesetz	Gründung	Kommentar
VR-MC-FI-FI	Plaxis	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	Floor
VR-MC-FI-Vo	Plaxis	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	Volumen
VR-HS-FI-FI	Plaxis	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	Floor
VR-HS-FI-Vo	Plaxis	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	Volumen
VR-LE-FI-5x5	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	5x5
VR-LE-FI-10x10	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	10x10
VR-LE-FI-14x14	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	14x14
VR-LE-FI-18x18	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	18x18
VR-LE-FI-5x5_t78	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	5x5 t=78m
VR-LE-FI-5x5_t118	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	5x5 t=118m
VR-LE-FI-5x5_d100	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Linear Elastisch	Flach	5x5 d=100cm
VR-MC-FI-5x5	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	5x5
VR-MC-FI-10x10	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	10x10
VR-MC-FI-14x14	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	14x14
VR-MC-FI-18x18	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	18x18
VR-MC-FI-5x5_GOK	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	5x5 GOK = FOK
VR-MC-FI-10x10_GOK	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	10x10 GOK = FOK
VR-MC-FI-PS	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	Plain Strain
VR-HS-FI-5x5	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5
VR-HS-FI-18x18	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	18x18
VR-HS-FI-PS	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	Plain Strain
VR-MC-FI-18x18_d30	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	18x18 d=30cm
VR-HS-FI-5x5_d15	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5 d=15cm
VR-HS-FI-5x5_d20-35	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5 d=20cm bis d=35cm
VR-HS-FI-5x5_d40-60	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5 d=40cm bis d=60cm
VR-HS-FI-5x5_d70-100	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5 d=70cm bis d=100cm
VR-HS-FI-5x5_d110-200	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	5x5 d=110cm bis d=200cm
VR-HS-FI-13x13_d15	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=15cm
VR-HS-FI-13x13_d20-35	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=20cm bis d=35cm
VR-HS-FI-13x13_d40-60	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=40cm bis d=60cm
VR-HS-FI-13x13_d70-100	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=70cm bis d=100cm
VR-HS-FI-13x13_d110-200	Plaxis 3D	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=110cm bis d=200cm
VU-HS-FI	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Flach	
VU-HS-RV	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Rüttelstopf	
VU-HS-BP	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Bohrpfahl	
VU-HS-BSS	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Betonstopfsäule	
VU-HS-Hy-No	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Hybrid	Normal
VU-HS-Hy-o_RSV	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Hybrid	ohne RSV
VU-HS-Hy-o_RSV+KT	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Hybrid	ohne RSV und Kiestragschicht
VU-HS-Hy-RSV+1m	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil	Hybrid	RSV um 1 m länger
VU-HSS-FI	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Flach	
VU-HSS-RV	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Rüttelstopf	
VU-HSS-BP	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Bohrpfahl	
VU-HSS-BSS	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Betonstopfsäule	
VU-HSS-Hy-No	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	Normal
VU-HSS-Hy-o_RSV	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	ohne RSV
VU-HSS-Hy-o_RSV+KT	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	ohne RSV und Kiestragschicht
VU-HSS-Hy-RSV+1m	Plaxis 3D	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	RSV um 1 m länger
VU-MC-FI-d30_Zw.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	d=30cm Methode: Zwang
VU-MC-FI-d30_BM.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Mohr Coulomb	Flach	d=30cm Methode: Bettungsmodul
VU-HS-FI-d30_Zw.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	d=30cm Methode: Zwang
VU-HS-FI-d30_BM.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	d=30cm Methode: Bettungsmodul
VU-HS-FI-13x13_d40_Fl.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=40cm Floor
VU-HS-FI-13x13_d40_Vo.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=40cm Volumen
VU-HS-FI-13x13_d100_Fl.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=100cm Floor
VU-HS-FI-13x13_d100_Vo.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=100cm Volumen
VU-HS-FI-13x13_d160_Fl.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=160cm Floor
VU-HS-FI-13x13_d160_Vo.rf4	RFEM	Vergleichsrechnung	Hardening Soil	Flach	13x13 d=160cm Volumen

Dateiname	Programm	Art der Berechnung	Stoffgesetz	Gründung	Kommentar
VU-HSS-FI-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Flach	Varianten 1 & 3
VU-HSS-FI-V2.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Flach	Variante 2
VU-HSS-RV-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Rüttelstopf	Varianten 1 & 3
VU-HSS-BP-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Bohrpfahl	Varianten 1 & 3
VU-HSS-BP-V2.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Bohrpfahl	Variante 2
VU-HSS-BSS-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Betonstopfsäule	Varianten 1 & 3
VU-HSS-Hy-No-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	Normal, Varianten 1 & 3
VU-HSS-Hy-o_RSV-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	ohne RSV, Varianten 1 & 3
VU-HSS-Hy-o_RSV+KT-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	ohne RSV und Kiestragschicht, Varianten 1 & 3
VU-HSS-Hy-RSV+1m-V1,V3.rf4	RFEM	Variantenuntersuchung	Hardening Soil Small	Hybrid	RSV um 1 m länger, Varianten 1 & 3

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Biegelinie beim Bettungsmodulverfahren [ETH Zürich]	9
Abb. 2: Unterschiedliches Verformungsverhalten zwischen Bettungsmodulverfahren und Steifemodulverfahren [Fischer]	10
Abb. 3: Iteratives Steifemodulverfahren [Ahrens]	10
Abb. 4: Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb	12
Abb. 5: Fließfläche des Mohr-Coulomb'schen Kriteriums im Hauptspannungsraum	12
Abb. 6: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Erstbelastung im Triaxialversuch	13
Abb. 7: Fließfläche des Hardening Soil Modells im Hauptspannungsraum	15
Abb. 8: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen [ÖNORM 1992-1-1:2009]	16
Abb. 9: Parabel-Rechteck-Diagramm [ÖNORM 1992-1-1:2009]	17
Abb. 10: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung [ÖNORM 1992-1-1:2009]	18
Abb. 11: Schleusenrüttler [Keller Prospekt 10-02D]	19
Abb. 12: Herstellungsverfahren einer Schottersäule [Keller Prospekt 10-02D]	20
Abb. 13: Anwendungsbereich für Rüttelstopf- und Rütteldruckverfahren [Keller Prospekt 10-02D]	21
Abb. 14: Herstellungsverfahren einer Betonstopfsäule [Keller Prospekt 10-02D]	22
Abb. 15: Hybridsäule Verfahrensprinzip [Keller Prospekt 38-01i]	23
Abb. 16: Herstellungsphasen eines verrohrten Bohrpfahles [Brieke]	24
Abb. 17: Herstellungsphasen eines unverrohrten Bohrpfahles mit einer Stützflüssigkeit [Brieke]	25
Abb. 18: Herstellungsphasen eines unverrohrten Bohrpfahles mit einem Schnecke mit großem Seelenrohr [Brieke]	26
Abb. 19: Herstellungsphasen eines unverrohrten Bohrpfahles mit einem Schnecke mit kleinem Seelenrohr [Brieke]	27
Abb. 20: 3D-Modelle, Links feinstes Modell (18*18), Rechts größtes Modell (5*5)	30

Abb. 21: Sohlnormalspannung als Fläche, dargestellt in Rhino	31
Abb. 22: Sohlnormalspannung als Volumenkörper mit definierter Grundfläche, dargestellt in Rhino	32
Abb. 23: Vergleich Setzungsmulde zwischen HS Modell 5*5 und Hanisch [cm] [Hanisch]	34
Abb. 24: Vergleich Sohlnormalspannungen zwischen HS Modell 5*5 und Hanisch [kN/m ²] [Hanisch]	34
Abb. 25: Vergleich Biegemomente zwischen HS Modell 5*5 und Hanisch [MN/m ²] [Hanisch]	35
Abb. 26: Auszug aus den Ergebnissen der RFEM-Berechnungen (Bett.mod. 1)	36
Abb. 27: Gegenüberstellung der Setzungen der Plain-Strain-Berechnungen mit MC Modell, Links 3D, Rechts 2D	37
Abb. 28: Vergleich der Setzungen der Bodenplatte	38
Abb. 29: Gegenüberstellung der effektiven Vertikalspannungen der Plain-Strain-Berechnungen mit MC Modell, Links 3D, Rechts 2D	39
Abb. 30: Vergleich der Momente der Bodenplatte	40
Abb. 31: Vergleich der Sohlnormalspannung unter der Bodenplatte	41
Abb. 32: Vergleich der Sohlnormalspannung unter der Bodenplatte (modifizierte Werte)	41
Abb. 33: Auswertungsmethoden links „Max. Aus Tabelle“ und rechts „ Φ aus Tabelle“	42
Abb. 34: Abweichung zwischen Moment des Floors und Moment des Volumens	43
Abb. 35: Vergleich der absoluten Momente	43
Abb. 36: Vergleich der Momentenverläufe für eine 1,0 m dicke Bodenplatte	44
Abb. 37: Grafischer Vergleich Setzungsmulde (links) und Biegemomente (rechts) zwischen Plaxis HS und RFEM	46
Abb. 38: Grafischer Vergleich Setzungsmulde (links) und Biegemomente (rechts) zwischen Plaxis MC und RFEM	47
Abb. 39: Grundriss für einen Quadranten Kellergeschoß	51
Abb. 40: Grundriss für einen Quadranten Regelgeschoß	51
Abb. 41: Querschnitt für einen Quadranten	52
Abb. 42: Grundriss der Lasten für einen Quadranten	54
Abb. 43: Grundriss Flachgründung	57

Abb. 44: Schnitt Flachgründung	57
Abb. 45: Grundriss Rüttelstopfgründung	58
Abb. 46: Schnitt Rüttelstopfgründung	59
Abb. 47: Grundriss Hybridgründung Normal	60
Abb. 48: Schnitt Hybridgründung Normal	61
Abb. 49: Grundriss Betonstopfsäulengründung	62
Abb. 50: Schnitt : Grundriss Betonstopfsäulengründung	63
Abb. 51: Grundriss Bohrpfahlgründung	65
Abb. 52: Schnitt Bohrpfahlgründung	64
Abb. 53: Skizze Phase 1	65
Abb. 54: Skizze Phase 2	66
Abb. 55: Skizze Phase 2	66
Abb. 56: Skizze Phase 4	66
Abb. 57: Skizze Phase 5	67
Abb. 58: Skizze Phase 6	67
Abb. 59: Skizze Phase 7	67
Abb. 60: Skizze Phase 8	68
Abb. 61: Rüttelstopfgründung, Setzung über die Tiefe	70
Abb. 62: Hybridgründungen, Setzung über die Tiefe	70
Abb. 63: Betonstopfsäulengründung, Setzung über die Tiefe	71
Abb. 64: Bohrpfahlgründung, Setzung über die Tiefe	71
Abb. 65: Pfahlkräfte, Links Rüttelstopfgründung, Rechts Hybridgründung	72
Abb. 66: Pfahlkräfte, Links Betonstopfsäulengründung, Rechts Bohrpfahlgründung	72
Abb. 67: Schnittgröße m_x aus RFEM	74
Abb. 68: Schnittgröße V_x aus RFEM	75
Abb. 69: Erforderliche Biegebewehrung unten laut RFEM	75
Abb. 70: Erforderliche Biegebewehrung oben laut RFEM	76
Abb. 71: Erforderliche Querkraftbewehrung laut RFEM	76
Abb. 72: Nachweis der Rissbreite in ConDim 6.1	77
Abb. 73: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stütze B/2	78

Abb. 74: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stützen C/2 und B/3	79
Abb. 75: Durchstanznachweis in ConDim 6.1 für die Stütze C/3	80

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Bodenkennwerte	28
Tab. 2: Kennwerte für die Bodenplatte und Bohrpfähle	29
Tab. 3: Ergebnisse der Nachrechnungen des Hanisch Beispiels Flachgründung	32
Tab. 4: Vergleich der RFEM Berechnungen	36
Tab. 5: Ergebnisse aller Berechnungen für eine Bodenplatte mit $d = 30$ cm	48
Tab. 6: Boden- und Materialkennwerte	50
Tab. 7: Liste der Lasten	53
Tab. 8: Angabe der jeweiligen Belastungen für SLS	54
Tab. 9: Angabe der jeweiligen Belastungen für ULS	55
Tab. 10: Zusammenstellung der Ergebnisse der Variantenstudie	68
Tab. 11: Maximale Momente und Querkräfte laut RFEM	81
Tab. 12: Berechnungen der erforderlichen Bewehrung für die Bodenplatten- Aufdickungen	82
Tab. 13: Ergebnis der Preiskalkulationen	83

Literaturverzeichnis

- [1] **Ahrens H., Winselmann D. (1984)**
Eine iterative Berechnung von Flachgründungen nach dem Steifemodulverfahren]

- [2] **Baumarkt.de**
Kontraktorverfahren,
<http://www.baumarkt.de/lexikon/Kontraktorverfahren.htm> (Datum des Zugriffs: 10.09.2010)

- [3] **Brieke Werner, Frankl Grundbau (2007)**
Vortrag im Rahmen der Fachtagung ‚Die neue EA - Pfähle‘, Überblick und Einordnung der Pfahlsysteme, Besonderheiten zur Herstellung und Genehmigung Bohr- und Verdrängungspfähle

- [4] **Dörken Wolfram, Dehne Erhard (2004)**
Grundbau in Beispielen Teil 2 - Kippen, Gleiten, Grundbruch, Setzungen, Fundamente, Stützwände, Neues Sicherheitskonzept (DIN 1054:2003-01), Anhang: Risse im Bauwerk

- [5] **Eibl Josef (2000)**
Bemessen und Konstruieren im Studium - Beton Mauerwerk Stahlverbund

- [6] **ETH Zürich, Institut für Geotechnik**
Skriptum Geotechnik III – Flachfundationen

- [7] **Fischer Daniel (2009): Dissertation**
Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk - Zulässige Setzungsdifferenzen sowie Beanspruchungen von Bauwerk und Gründung

- [8] **Freiseder Michael G. (1998): Dissertation**
Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefen Baugruben in weichen Böden

- [9] **Hanisch Jürgen, Katzenbach Rolf, König Gert (2002)**
Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

- [10] **Hippacher Wolfgang (2000): Diplomarbeit**
Numerische Modellierung von Bodenverbesserung

-
- [11] **Keller Grundbau GmbH**
Prospekt: 10-02D, Die Tiefenrüttelverfahren
- [12] **Keller Grundbau GmbH**
Prospekt: 38-01i, Neues Verfahren der Baugrundverbesserung, Hybridsäulen
- [13] **ÖNORM B 1992-1-1 (2009)**
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [14] **ÖNORM B 1997-1-1 (2007)**
Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine
Regeln
- [15] **ÖNORM EN 1990 (2003)**
Grundlagen der Tragwerksplanung
- [16] **ÖNORM EN 1991-1-1 (2002)**
Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen -
Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau
- [17] **ÖNORM EN 1992-1-1 (2009)**
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [18] **Pözl Elisabeth (2008): Diplomarbeit**
Vergleich der Bemessungsmodelle für Flachgründungen
- [19] **Pühringer Klemens (2004): Diplomarbeit**
Variantenstudie zur Gründung eines Baufachmarktes
- [20] **Smolczyk Ulrich, Bauduin Christophe (2001)**
Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen
- [21] **TUG Technische Universität Graz, Heck Detlef**
Vorlesungsskriptum aus Grundlagen der Bauverfahren, 7. Grundbau
- [22] **TUG Technische Universität Graz, Sparowitz Lutz (2004)**
Vorlesungsskriptum aus Betonbau